

11-2-11

INVESTIGACION DE LA VIVIENDA EN ZONAS ARIDAS

MANUAL DE CONSTRUCCION SISMORRESISTENTE

Los edificios bajos

Autor

AGUSTIN B. REBOREDO
Ingeniero

Colaboración

ERNESTO TONELLI
SUSANA YAÑEZ

Arquitectos

5.5. Las instalaciones	96	7.1. Organización de la construcción	132
. Instalaciones con gravitación en la etapa de anteproyecto	97	. Las responsabilidades en la obra	132
. Sistema de acción por aire	97	. Capacidad técnica y equipo mínimo	134
. Instalaciones que influyen en la etapa de proyecto	98	7.2. Trazado y replanteo	135
. Cruces de conductos en vigas o tabiques.	98	7.3. Obras de mampostería	135
. Los conductos menores	100	. Calidad de los mampuestos	135
. Juntas de movimiento	100	. Mortero	136
Notas del Capítulo V	102	. Capas aisladoras	136
Capítulo VI - ANALISIS ESTRUCTURAL	105	. Ejecución de la mampostería	136
. Hipótesis básicas	105	. Encadenados y armaduras	137
. El método estático	107	. Protección contra la helada y curado	137
6.1. Distribución de los esfuerzos	107	. Canaletas, rozas o rebajos y fijaciones	137
. Análisis formal	108	7.4. Construcciones de hormigón simple y armado	138
. Rigidez	109	. Preparación y control de calidad de los hormigones	138
. Centro de Rigidez	109	. Encofrados	138
6.2. Elementos ortogonales	110	. Colocación del hormigón	139
6.3. Torsión	110	. Protección y curado	140
. Distribución de la torsión	111	. Desencofrado	141
6.4. Superposición de Efectos	112	. Conductos para instalaciones	141
6.5. Elementos no ortogonales	113	. Juntas de movimiento	142
. Centro de rigidez	114	. Armaduras	142
6.6. Determinación de las rigideces	115	7.5. Construcciones metálicas	144
. Tabla de valores del módulo Edométrico E.	117	. Material	144
. Tabla de valores del módulo de Elasticidad E	117	. Trazado y conformación	144
. Tabiques o muros	117	. Preparación	145
. Triangulaciones	118	. Uniones abulonadas	145
. Pórticos	119	. Uniones soldadas	145
. Procedimientos aproximados	120	. Protección	146
. Principales procedimientos aproximados	121	. Montaje	146
. Tabique-Pórtico	121	7.6. Construcciones de madera	147
. Comentarios acerca de la determinación de rigideces	123	7.7. Las instalaciones	147
6.7. El procedimiento	123	7.8. Las obras existentes	147
6.8. La verificación simplificada	124	. Modificación de obras existentes	148
. Aplicación de la verificación simplificada	126	. Calidad sismorresistente de la obra primitiva	148
Notas del Capítulo VI	127	. Capacidad sismorresistente de la obra primitiva.	149
Capítulo VII - LA CONSTRUCCION	131	7.9. El control de las obras	153
. La complejidad de ejecución		. Instancias del control	153
		. Responsables del control	153
		. Criterios generales para que el control sea eficaz	154
		. Control del proyecto	154

PROLOGO

Durante la última década, más precisamente a partir de las Primeras Jornadas Argentinas de Sismología e Ingeniería Antisísmica,* se desarrolló en nuestro país un movimiento tendiente a actualizar las normas sobre sismorresistencia. Hasta ese momento, ya obsoletas, existían sólo en Mendoza y San Juan; y la pretensión lógica fue extender el ámbito de aplicación de las nuevas reglamentaciones a todo el país. Así nació el Capítulo VII del Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (PRAEH) cuya vigencia, aunque sólo obligatoria dentro de algunos ámbitos específicos (Instituciones Nacionales y Municipios que voluntariamente lo han aceptado), ha permitido el logro de dos objetivos muy importantes:

El primero, incorporar a las normas los criterios más actuales sobre dinámica de vibradores elastoplásticos y sobre seguridad diferenciada para los distintos tipos de construcción.

El segundo, uniformar en todo el país la aplicación de criterios de sismorresistencia en las construcciones y crear en áreas que no tenían conciencia de la importancia del fenómeno, la necesidad de conocerlo.

El Capítulo VII fue obra de un grupo de investigadores del Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Aldo Bruschi", UNSJ (IDIA), encabezados por el entonces director, Ing. Aldo Bruschi, hoy desaparecido; y su actual director el Ing. Juan S. Carmona. A diez años de su publicación se nota una evolución en la sensibilidad profesional de toda la República y, en especial, del Oeste Argentino, que es el mejor homenaje a un esfuerzo ininterrumpido.

En la Provincia de Mendoza, con motivo de un movimiento sísmico de regular intensidad (abril 25, 1967), se creó una Comisión -de la que formé parte- encabezada por el Ing. Carmona, para dar un reglamento provincial sobre la base del Capítulo VII. El Código de Construcciones Antisísmicas para la Provincia de Mendoza (CCA), vigente desde 1970, difiere sólo en redacción y en la incorporación de algunos criterios como "encadenados equivalentes" y "coeficientes de seguridad para construcciones de acero", etc. tendientes a dar más generalidad a la norma. Estas modificaciones fueron luego adoptadas en el CONCAR 70, vigente en San Juan; y establecidas por el INPRES (Instituto Nacional de Prevención Sísmica) como reglamento nacional básico.

Durante la redacción del CCA, la Comisión consideró la necesidad de preparar un manual de aplicación, en el cual se divulgaran y explicaran los criterios del Código, al tiempo que se proporcionaran orientaciones prácticas para la solución de casos concretos. No fue posible encararlo en aquella ocasión, por lo que se transfirió al Consejo del Código de Construcciones Antisísmicas** esa inquietud. Finalmente el Programa Especial para la Vivienda Popular, auspiciado y apoyado económicamente por la Organización de los Estados Americanos (OEA) y el Superior Gobierno de la Nación, me permitió la conclusión de este trabajo, mediante un contrato dentro del Instituto Argentino de Investigaciones de las Zonas Áridas (IADIZA).

Los nuevos reglamentos exigen la comprobación de todas las construcciones, aún aquellas de uno y dos pisos que anteriores normas eximían de verificación sísmica. Por eso se creó la necesidad de explicar, no sólo las razones de esa exigencia; sino también los medios para lograr adecuada seguridad con una razonable economía. Estos últimos muchas veces, casi siempre, dependen más del ingenio del proyectista; más concretamente, de su capacidad para el diseño estructural y constructivo.

Numerosas conferencias dictadas a los medios profesionales con motivo de la puesta en vigencia del Código me hicieron patente la necesidad de abordar el trabajo, cuando menos en cuanto se refiere a las construcciones bajas. Se trataba de llenar un vacío en la información disponible para los profesionales en la práctica cotidiana, ya que casi toda la bibliografía se refiere a cuestiones altamente especializadas de dinámica estructural; difícilmente trasladables por ellos al plano de la realización concreta.

Es por lo tanto objetivo de este Manual el estudio de los edificios bajos, entre ellos muy especialmente las viviendas, dejando para el futuro el planteo correspondiente a las construcciones de altura. Si bien mucho de lo que aquí se expone es igualmente válido para los segundos, no se tratan otros aspectos complejos que les corresponderían específicamente. Entre ellos, estructuras especiales y soluciones constructivas aptas para el caso en que las fuerzas horizontales son dominantes en el diseño***.

Se ha tratado de exponer todos los temas en nivel conceptual, evitando los desarrollos analíticos complejos, que por otra parte han sido objeto de numerosos y muy autorizados trabajos. Asimismo y aunque se ha tomado como base la reglamentación vigente en la Argentina, la exposición mantiene una forma general que presente an-

te todo los criterios; aplicable por lo tanto a cualquier circunstancia, ya que estos últimos son hoy de aceptación generalizada. Con esto se pretende hacer comprender claramente el hecho físico, condición indispensable para que el esfuerzo profesional sea provechoso. Por eso no debe asignársele el carácter de un tratado sobre ingeniería sismorresistente, sino el de una modesta ayuda para colegas y estudiantes; en la que se ha volcado la experiencia profesional y docente de doce años.

Rara vez una obra dada puede atribuirse íntegramente a una sola persona., aún cuando sea único su autor responsable. En este caso hubiera sido imposible sin contar con el apoyo y colaboración de muchos amigos, cuya lista completa sería interminable. Sin embargo especial mención debo hacer del permanente patrocinio del Arq. Enrico Tedeschi; de las enseñanzas y consejos del Ing. Juan S. Carmona; de las largas discusiones con mis socios, los Ingenieros Elías Japaz y Magín Mayol. Por último, pero de ningún modo menos importante, el inagotable entusiasmo de dos queridos ex discípulos: los Arquitectos Susana Yañez y José A. Flores, que tomaron eficazmente a su cargo la muy penosa tarea de ordenar, diagramar y graficar el manual. A todos ellos corresponde, junto con mi reconocimiento, buena parte del crédito que pudiera merecer este trabajo

Agustín Reboredo

Mendoza, Octubre de 1976.-

- (*) Mendoza-San Juan, 16 al 21 de abril de 1962
- (**) Creado por el mismo decreto que lo puso en vigencia, para funcionar como ente de interpretación y actualización del Código.
- (***) Esta sería la base para clasificar "alta" o "baja" una construcción.-

CAPITULO I

INTRODUCCION

Los terremotos son una de las causas de desastres naturales que la humanidad debe soportar desde su aparición sobre la tierra. Ante ellos el hombre se siente indefenso y aterrado; y en un principio aceptaba, con resignación fatalista, como un hecho inevitable la secuela de daños y pérdidas de vidas. La historia de sismos destructivos se encuentra en los documentos de las viejas civilizaciones... y sobre todo en sus ruinas.

Muchas poblaciones han quedado destruidas en todas las épocas algunas sin rastros ni testigos, prácticamente ignoradas; pero hoy, con una población mucho más densa y medios masivos de comunicación, cada terremoto es conocido y angustia al mundo. La experiencia de la última década es elocuente.

Por otra parte el tipo de riesgo también ha cambiado. En las épocas primitivas, poblaciones reducidas afrontaban el riesgo de perder sus construcciones y sus vidas. Hoy grandes ciudades densamente pobladas, con complejos sistemas de servicios y extensas conexiones vitales para la economía de un país, representan un descomunal aumento en el riesgo de un desastre. Y consecuentemente una tremenda responsabilidad en la adopción de medidas de seguridad adecuadas. Una de las que requiere el concurso de mayor número de participantes es la construcción de las obras de arquitectura que integran el habitat humano: las viviendas y sus edificios complementarios de servicios y equipamiento. Ellas son el objeto de nuestra atención.

1.1.- RESEÑA HISTORICA

Desde antiguo se intentó prevenir los efectos de los terremotos en los edificios, comenzando por el estudio de los mismos. Es así que el primer sismoscopio de que se tiene noticia fue construido por los chinos en el año 139 de nuestra era. También el deseo de prevención dio lugar a formas de culto religioso, como la antiquísima fiesta del Dragón en Japón, o más cerca en el tiempo y en el espacio la del Señor del Milagro en el Norte argentino. Sin embargo, recién en este siglo, cuando se logra un conocimiento más aproximado de los

complejos fenómenos que los originan, nace una ciencia aplicada destinada a evitar los daños en las construcciones: la Ingeniería Antisísmica. Originalmente parte de la Sismología, adquirió identidad y autonomía en poco tiempo: la Sismología se ocupa del origen de los sismos, sus efectos en las grandes estructuras geológicas y la evolución del proceso; la Ingeniería Antisísmica se ocupa del efecto de los sismos en las construcciones y el modo de proyectarlas y construirlas para que los resistan.

El estudio sistemático de la acción sísmica sobre los edificios se inicia como consecuencia del célebre terremoto de San Francisco, California, en 1906. Por primera vez se tuvo la oportunidad de evaluar con criterios técnicos los daños y sus probables causas; tarea en la que trabajaron ingenieros norteamericanos y japoneses. Concluyeron que aquellos edificios proyectados para resistir vientos de 150 km/h, habían soportado el terremoto sin daños de consideración. Nació así el criterio de asimilar la acción sísmica sobre las construcciones a los efectos de fuerzas horizontales.

Pronto se hizo evidente a los estudiosos que las fuerzas debían ser proporcionales al peso de la construcción, ya que se trata de fenómenos en que interviene la inercia. En esencia se pretendió que proyectando los edificios para resistir fuerzas horizontales proporcionales a su peso, se lograría suficiente seguridad. El coeficiente de proporcionalidad -coeficiente sísmico, concepto que aún se utiliza- sería una constante para la zona. Se reconocía que los pisos superiores soportan acciones más severas, aplicando coeficientes variables en la altura del edificio.

Ese es el fundamento de muchas normas anteriores a 1923, como las primeras disposiciones sobre sismorresistencia que tuvimos en la República Argentina -Ordenanza de Construcciones para la Ciudad de Mendoza, 1919- o las instrucciones Ministeriales Italianas de 1909 y 1912. Estas últimas imponían además severas restricciones a la altura de los edificios.

El procedimiento resultaba así relativamente sencillo, sin embargo la realidad dura de los terremotos demostró que no era suficientemente aproximado. Al menos para los edificios altos y con técnicas constructivas basadas en esqueletos portantes. O sea que sus resultados no eran uniformemente seguros. En efecto, el terremoto de Tokio, 1923, produjo con sus daños dudas sobre la aplicabilidad de métodos que consideran efectos puramente estáticos; pero además dio ocasión de obtener el primer sismograma preciso de un terremoto. La naturaleza vibratoria del fenómeno quedó definitivamente incorporada

a su estudio.

A partir de entonces la atención se centró en evitar la posible resonancia entre el cuerpo vibrante -el edificio- y el movimiento del suelo. Las normas chilenas redactadas con posterioridad al terremoto de Chillán, Chile, 1939, recogen estos criterios e introducen la exigencia de un coeficiente sísmico variable con el período para edificios relativamente rígidos; el análisis dinámico para edificios de período largo y una banda de períodos en los que no se admiten construcciones.

Sin embargo el movimiento sísmico no es lo suficientemente sostenido ni periódico puro, como para que se produzca un efecto de resonancia (1). Por otra parte, la acción sobre los edificios depende de otras características además del peso, hecho que los estudios sobre resonancia pusieron de manifiesto: modos propios de vibrar y capacidad de disipación de energía de la construcción. Luego de la guerra y en gran parte gracias a estudios que se desarrollaron por su causa, se toman en consideración otros aspectos de la cuestión. Hace pocos años que el desarrollo de la dinámica estructural -fundamentalmente debido a la Ingeniería Mecánica y Aeronáutica- apoyado en métodos de cálculo automático, permitió incorporar una interpretación más completa del fenómeno sísmico. En el estado actual del conocimiento se lo considera como un problema de transmisión de energía del suelo al edificio y su disipación en éste. Esa energía proviene de movimientos alternativos, aunque no rigurosamente periódicos del suelo, e implica el estudio de la construcción en "régimen transitorio" (2), para determinar las solicitaciones producidas. Por otra parte, la condición excepcional de un terremoto obliga a proyectar construcciones que difícilmente entren en colapso, pero no necesariamente exentas de daños. Es más, si las zonas fuertemente solicitadas de la estructura incursionan en el campo anelástico (3), la energía es disipada más rápidamente y el efecto global sobre la construcción es menor. Es así que hoy nos interesan fundamentalmente conceptos tales como ductilidad estructural -la capacidad de absorción de energía hasta la rotura- y el grado de daño admisible para los distintos tipos de edificación; conceptos éstos que aparecen por primera vez en el reglamento Mexicano de 1957, y fueron adoptados en las normas actualmente vigentes en la Argentina.

1.2. - NECESIDAD DE LOS REGLAMENTOS

Un estudio completo que tome en consideración todos los puntos expuestos partiendo de los datos de sismicidad regional, está

fuera del alcance del proyectista corriente. Sólo se justificará, por el tiempo necesario y su costo, en estructuras muy especiales (4). Es necesario entonces tipificar el análisis, considerando la dinámica estructural en edificios o estructuras representativos del modo de construir en la zona. Para ellos puede definirse un "coeficiente sísmico" no constante, sino dependiente de las variables enunciadas, con el objeto de proporcionar un sistema de fuerzas horizontales estáticas equivalente a la acción del sismo. Es decir, que producirían el mismo estado de máximas solicitaciones. Proyectado el edificio para resistir dichas fuerzas, tendría suficiente seguridad para soportar el terremoto "de proyecto" (5).

Existen además otras características que difícilmente puedan interpretarse numéricamente, pero que hacen al logro efectivo de la seguridad, ya que condicionan la ductilidad de la construcción. Entre ellas están las técnicas y detalles constructivos, que sólo la experiencia recogida en ocasión de terremotos o ensayos sistemáticos en modelos de escala adecuada permite establecer.

Por ambas circunstancias se hacen necesarios los reglamentos, que deben ser aceptados como auxiliares para el proyecto de edificios en zonas como la nuestra. No está de más aclarar que ningún reglamento sustituye la experiencia y el buen juicio del proyectista.

El Capítulo VI del PRAEH (Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón) y sus consecuencias, el Código de Construcciones Antisísmicas para la Provincia de Mendoza, y CONCAR 70 de San Juan, transcriben normativamente los criterios señalados.

1.3.- LAS CONSTRUCCIONES BAJAS

Hasta épocas recientes la mayor parte de los reglamentos excluían de comprobación racional de la sismorresistencia a las construcciones que no superasen ciertos límites de altura y le imponían una estructura mínima de vinculación. Tal ocurría en la República Argentina hasta 1966 (6), fecha en que se publica el Capítulo VII del PRAEH. Este criterio se apoyaba en la realidad histórica de las construcciones hasta la década del 50, pero ocasionó una falta de atención sobre la asismicidad de las mismas. Hasta entonces la mayor parte de esas construcciones tenían muros portantes de ladrillo macizo, tanto paralelos como perpendiculares a las medianeras. Por eso era posible establecer a priori una cierta asismicidad.

La situación actual es diferente. Las necesidades han cambia-

do y para satisfacerlas los edificios han cambiado también. A partir de 1950 y más aceleradamente en la década siguiente, los enfoques de la arquitectura sufren profundos cambios entre nosotros y aparecen además necesidades agudas de economía de espacio y de costos. Si bien es posible aún encontrar muros portantes en las medianeras, es frecuente que las divisiones interiores y las fachadas sean de elementos no portantes. Es imprescindible ahora comprobar racionalmente la estabilidad para solicitaciones sísmicas de todo tipo de construcciones.

Como lo prueban los últimos sismos, en particular el de Chile de julio de 1971, aún las construcciones bajas, si no tienen apropiado diseño o si sus estructuras son inadecuadas o mal ejecutadas, sufren daños severísimos y acarrearán serias pérdidas sociales y económicas, aunque individualmente representen un volumen de obra pequeño.

Por otra parte se puede lograr de ellas un comportamiento satisfactorio si en su diseño se consideran adecuadamente los efectos de la acción sísmica. Esta consideración, en las construcciones bajas que nos ocupan, se refiere más a la materialización de un mecanismo estructural completo (7) y al buen diseño constructivo que al dimensionamiento en sí; aunque este último es de importancia. Raramente en ellas el diseño de la estructura condicionará seriamente el proyecto en general, aunque pueda darse el caso, y casi siempre se contará con elementos constructivos aprovechables para la estructura.

1.4. - EL DISEÑO Y SUS RESPONSABLES

Los edificios no se "calculan" antisísmicos, sino que se los proyecta. Y el proyecto es uno e indivisible, aunque numerosos aspectos del diseño, más o menos especializados, puedan estar involucrados en él. Cuanto mayor es su complejidad, más tienden las tareas a distribuirse entre profesionales de distintas disciplinas, pero si la tarea de todos ha de ser concurrente al objetivo común, debe producirse un trabajo de equipo en el que todos aporten soluciones dentro de un único proceso.

Este trabajo requiere un director o responsable principal, al que todos los otros estén subordinados, y que depende de la naturaleza del edificio. En obras de arquitectura es el arquitecto. Esto ya ha sido comprendido por la inmensa mayoría de los profesionales, aun que mucho progreso queda por realizar en el perfeccionamiento de las metodologías de trabajo.

Para que realmente sea exitosa la participación de cada especialista en el proceso de diseño y concorra con su esfuerzo al logro común, es preciso que todos y cada uno de los integrantes -y especialmente el director (8)- tengan conocimiento conceptual sólido de la tarea a resolver por los demás. En lo que hace a nuestro tema, puede lograrse considerable progreso si el especialista en estructuras se esfuerza por comprender mejor todos los problemas de índole funcional (entre los que dejamos muy especialmente comprendidas las instalaciones), estética, y de tecnología constructiva. Los otros responsables, en especial el arquitecto, pueden aportar una comprensión más profunda en lo conceptual (9) del fenómeno sísmico y su acción sobre las estructuras.

Por otra parte, si se quiere integrar un equipo, hay mucho para mejorar acerca de la oportunidad en que cada especialista es llamado a intervenir en el diseño. En la práctica habitual es demasiado tarde como para que su participación signifique un aporte en aquél y queda reducida en muchos casos a la preparación del proyecto en lo relativo a su área de responsabilidad. Esto ocurre tanto por causa del director como por falta de comprensión de ese aspecto de su aporte en los especialistas, quienes entonces reducen su actuación al "cálculo" de una estructura o de una instalación. Si bien esta es una tarea de suma trascendencia, no es todo, ni quizás la más importante.

A veces el arquitecto puede suplir esa falta de participación merced a un excepcional conocimiento de los otros campos, pero con la creciente complejidad de nuestras obras se le hace cada vez más difícil, sin contar con que no podemos pretender de todos la universalidad de un Leonardo.

Por otra parte, cuando la acción colectiva fracasa y el esfuerzo unilateral es insuficiente, la construcción presenta con alarmante frecuencia, deficiencias de comportamiento frente a la acción sísmica. Es poco probable llegar al colapso, pero daños de consideración y elevado costo pueden ocasionarse si el proyecto se limita a "cumplir" con las exigencias de un Código dado, sin tratar de prever las consecuencias de los movimientos en el comportamiento de la construcción. La obra no será "antisísmica", aunque el cálculo si lo sea... o lo pretenda demostrar.

Lograda una base teórica aceptablemente aproximada para describir el comportamiento de las construcciones y divulgada entre los especialistas, el paso siguiente para mejorar la calidad sismorresistente de nuestros edificios será el de una más eficaz -y oportuna-

participación en el diseño desde sus primeras etapas.

1.5. - LA CONSTRUCCION Y SUS RESPONSABLES

Los edificios son como se los construye. Y si deben ser como se los proyectó, la construcción ha de respetar fielmente el proyecto. Estas dos frases expresan el vínculo que tiene que materializarse entre la calidad sismorresistente definitiva del edificio y la del proyecto. Y tiene dos aspectos: el proyecto debe ser "construible" y la construcción ejecutada con técnicas apropiadas.

El primero de ellos es responsabilidad de los proyectistas, aunque consideramos que la realimentación de la experiencia de los constructores en el proceso de diseño es la única manera de lograr progresos en la economía de la construcción.

El segundo es responsabilidad exclusiva de los constructores. Para cumplirlo es preciso que el responsable exista en forma efectiva. Constructor es el que construye, si no con sus manos; con la supervisión permanente, instruyendo a su personal y organizando el proceso de ejecución. Para eso debe estar en la obra, conocerla más que sus subordinados y comprender en toda su extensión el proyecto. O sea que constructor no es cualquiera, sino aquél que reúne esas condiciones en la medida necesaria para la construcción de que se trata.

Esta responsabilidad es irrenunciable y no puede ser confundida con la Dirección Técnica de la Obra o con otras tareas profesionales, aunque puedan éstas importar el control de aquélla. Es más, pocas veces se dan simultáneamente en una misma persona las condiciones necesarias para desempeñarse eficazmente en ambos campos, el de proyectista y el de constructor. Por eso llamamos la atención sobre el abuso de formas de ejecución "por administración" en las que demasiadas veces la responsabilidad técnica del constructor no está cubierta con eficacia... aunque lo esté desde el punto de vista legal.

Por otra parte la construcción involucra un número muy grande de personas -la "mano de obra"- cuya idoneidad es determinante de la calidad efectiva del edificio. Generalmente en las regiones menos desarrolladas -como son las regiones áridas- no tienen permanencia en el oficio como para adquirirla. A veces el nivel de instrucción es tan reducido que el entrenamiento se vuelve lento en sus primeras fases. Por otra parte la artesanía de la construcción se pierde en todo el mundo y es preciso encontrar formas constructivas más adecuadas a esa situación, que en definitiva tiendan a acelerar el paso de

artesanía a industria.

Todo lo expuesto es válido en cualquier circunstancia; pero cuando la construcción está sometida al riesgo de un terremoto, adquiere importancia mayor. En efecto, el comportamiento satisfactorio depende más de la adecuada materialización de los detalles constructivos, que muchas veces requieren procedimientos diferentes de los empleados en otras regiones.

Los constructores tienen ante sí un vasto campo de acción para contribuir al mejoramiento de la seguridad de los edificios, con dos aspectos claramente definidos: comprender y contribuir al conocimiento del comportamiento de las distintas soluciones tecnológicas bajo acciones sísmicas, ayudando a desarrollar nuevos métodos de construcción, y entrenar permanentemente al personal, transmitiéndoles los conocimientos conceptuales necesarios, en una labor pedagógica cuya importancia no ha sido suficientemente comprendida todavía.

1.6. - EL CONTROL OFICIAL

Desde las épocas más remotas ha existido alguna forma de control oficial sobre la construcción -un ejemplo se tiene en el código de Hamurabi (2.100 A.C.) que dedica un capítulo al tema-. Con el correr del tiempo, han ido perfeccionándose normas, reglamentos y, consecuentemente, los organismos encargados de fiscalizar su aplicación, que hoy llamamos genéricamente "Policía de la Construcción". Una característica más o menos común a los países de occidente es que dichos organismos, encargados de velar por la seguridad pública, están bajo la jurisdicción municipal. Aún la redacción y puesta en vigencia de los códigos queda dentro de esa jurisdicción cuando la organización política corresponde a una forma federal de gobierno. Es éste uno de los derechos conquistados por las ciudades libres y raras veces delegado luego en el poder central durante la época de formación de los países modernos, por la tradición proveniente de los "Burgos" de la Edad Media. Esta organización fue trasladada de las metrópolis europeas a sus colonias, que las han mantenido cuando se independizaron. Tal es el caso de América Latina.

Es frecuente entonces que en nuestro continente exista la estructura legal que sustenta el sistema de control; pero, salvo las regiones más desarrolladas, las reglamentaciones y el entrenamiento de los funcionarios encargados de aplicarlas, son insuficientes. Los riesgos que se originan a partir de las acciones llamadas ecológicas -entre ellas, los terremotos- son muy grandes cuando no hay una orga

nización permanente y suficientemente implementada para fiscalizar la aptitud de las construcciones para soportar la máxima acción previsible con un grado de daño aceptable. Por eso en las zonas sísmicas, y más en aquellos casos donde coinciden con las zonas menos desarrolladas, el control oficial sobre la construcción es indispensable. Para ser eficaz debe ejercerse con mayor rigor sobre la etapa más vulnerable. Convengamos que en el caso de los edificios bajos es la construcción. No queremos por esto excluir el control sobre el proyecto, sino que lo consideramos absolutamente ineficaz a la luz de su objetivo: mejorar la seguridad de las construcciones, si no conlleva un control de ejecución minucioso.

También debe ser ágil. De otro modo traba y burocratiza el proceso con evidente deterioro de la economía. Y para eso es preciso atender a los aspectos generales y revisar los detalles importantes. Un inspector hábil de un golpe de vista establece los principales errores de proyecto o de ejecución. Por otra parte los responsables del control tienen ante sí una importante labor pedagógica: hacer comprender a todos la necesidad de cumplir con las exigencias para lograr seguridad en la construcción.

Ambas tareas requieren conocimientos conceptuales profundos de los efectos de la acción sísmica sobre las construcciones, mucha experiencia y don de gentes. Es aquí donde aparecen los defectos más serios del actual sistema: la excesiva subdivisión jurisdiccional conduce a una enorme dispersión de esfuerzos y a la necesidad de personal numeroso, muchas veces poco entrenado.

Los resultados están a la vista: la gran masa de construcciones pequeñas son de una calidad constructiva bajísima y varios accidentes constituyen un llamado de atención (10) a las autoridades responsables de la seguridad de las obras y a la sociedad en general. A la luz de estos hechos se puede concluir que el control no es suficientemente riguroso. Creemos que no se debe tanto a la carencia de organismos responsables, sino a las fallas en la implementación de los que existen. En demasiadas ocasiones el personal no tiene conocimientos técnicos suficientes y no se lo capacita en forma alguna luego.

Estamos convencidos que una reorganización de la Policía de Construcción es necesaria. Cuando menos debería centralizarse a escala Regional, con un número suficiente de delegaciones en cada polo zonal de desarrollo. En cada una de ellas podría designarse profesionales bien entrenados para el control de proyecto, el asesoramiento al público, la divulgación del problema sísmico y el control de la

inspección de obras, que debería estar a cargo de técnicos. Así podría tener suficiente agilidad, requeriría menos recursos humanos y económicos que los actuales y se convertiría en garantía de la seguridad de la población. En todo caso la necesidad de mejorar los actuales procedimientos de fiscalización es ya impostergable.

NOTAS

- (1) Una sucesión de impulsos de pocos ciclos de duración no llega a ocasionar el funcionamiento en régimen permanente que es necesario para la resonancia. No obstante, si el ritmo de los mismos se aproxima al del edificio, sin ser periódicos, sus efectos son más graves.
- (2) El concepto se aclara en el apéndice 1. "Dinámica estructural".
- (3) La cual sufre un cierto grado de daño, ya que gasta parte de su energía final de rotura.
- (4) Estudios realizados para los diques Carrizal y Potrerillos por el IDIA, Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Aldo Bruschi" U.N.S.J.
- (5) Cuya determinación depende de la sismicidad regional y de los criterios para establecer la probabilidad de daño aceptable para la zona.
- (6) Digesto Municipal de la ciudad de Mendoza; construcciones de una planta y hasta 4 m. de altura y de dos plantas de hasta 3.20 m. cada una. (Ordenanza dictada en 1940). Similares disposiciones contemporáneas en Chile, Méjico, Italia, entre otros.
- (7) Es decir, capaz de actuar para solicitudes de cualquier dirección, tal como se lo define en el apartado 3.6.

- (8) A ellos se dirige buena parte de este trabajo, en el que se trata de abordar fundamentalmente los aspectos conceptuales de la acción sísmica sobre las construcciones.
- (9) Ese es el sentido fundamental que debiera tener la enseñanza de estructuras en las Facultades de Arquitectura.
- (10) Japaz, E; Matons, L.; Reboredo, A.: Daños ocasionados por la nieve en el Sur Mendocino.

CAPITULO II

EFFECTO DEL SISMO EN LAS CONSTRUCCIONES

El conocimiento de las causas de los terremotos no es imprescindible para el estudio de su efecto sobre las construcciones, pero es importante para comprender las limitaciones de los estudios sobre zonificación sísmica; y sobre todo, para comprender el alcance que las medidas de prevención deben tener.

El origen de los movimientos sísmicos se vincula estrechamente al origen de nuestro planeta y por eso las diversas teorías que tratan de explicarlos han sufrido continua evolución. En los últimos años los geólogos han llegado a establecer un grupo de ellas que explica de modo muy coherente hechos como la formación de las montañas, la actividad volcánica de ciertas zonas, el desplazamiento o deriva de los continentes y la actividad sísmica que hoy se vincula a un origen común. Este conjunto teórico se conoce con el nombre de tectónica de placas y se funda en hipótesis relativas a la formación y constitución de la tierra, ya aceptadas universalmente por los geólogos y geofísicos.

2.1. - ALGUNAS NOCIONES DE SISMOLOGIA

La tierra se considera constituida por tres capas de distinta composición: el núcleo, de unos 2.900 km de radio, el manto desde los 2.900 km hasta la corteza. Esta última es comparativamente muy delgada: unos 10 km bajo los océanos y 35 km en los continentes; puede considerarse también la única porción verdaderamente sólida del planeta. A su vez el manto es dividido por los geofísicos en tres capas, atendiendo al comportamiento mecánico: la Litosfera, que comprende a la corteza y tiene un espesor conjunto entre 70 y 150 km -el mayor espesor ocurre bajo los océanos-; la Astenosfera hasta unos 600 a 800 km de profundidad; y la Mesosfera hasta encontrarse con el núcleo. La Litosfera se compone de materiales que por su situación de presión y temperatura son bastante rígidos. La temperatura de las porciones bajo la corteza es alta, como para fundir las rocas, pero la presión es también elevada y eso las mantiene en un estado amorfo pero no fluído (1). La Astenosfera en cambio es más fluída, como un líquido muy viscoso, capaz de moverse. La Mesosfera,

sometida a presiones elevadísimas, es nuevamente rígida.

El continuo proceso de enfriamiento a que está sometida la tierra origina corrientes convectivas en la astenosfera, que arrastran a la litosfera y son la causa de los cuatro fenómenos aludidos. Es así que se crean zonas donde material caliente sube desde las profundidades y otras donde porciones de la litosfera fría -corteza incluida- descienden y al calentarse en las capas más profundas se funden para reiniciar el ciclo. fig. 2.1.

Ambos tipos de zonas son en realidad fajas delgadas; a las primeras -que ocurren en el fondo de los océanos- se las llama dorsales oceánicas, y a las segundas -que coinciden con las grandes fosas- zonas de subducción. El sistema de dorsales y fosas divide la corteza terrestre en sectores o casquetes esféricos fig. 2.2., que por efecto de los movimientos convectivos de la astenosfera se trasladan en la superficie del globo. Son las llamadas placas; y su movimiento, la deriva continental (2), fig. 2.3.

Al enfrentarse dos placas, en las zonas de subducción, se originan deformaciones, pliegues y finalmente roturas de la corteza. Cuando esto ocurre, la energía acumulada por deformación elástica de las rocas es bruscamente liberada y se tiene un sismo. Estos movimientos son sumamente lentos, ocurren desde hace millones de años (3). Como consecuencia es muy difícil predecir la evolución del proceso y la ocurrencia de terremotos en un área determinada, ya que los datos instrumentales disponibles en el mejor de los casos abarcan unos pocos siglos de años. Por eso debemos ser muy prudentes al establecer zonas "no sísmicas"; y no interpretar períodos de relativa tranquilidad como el cese definitivo de la actividad sísmica. Plinio el Viejo, muerto en Pompeya (año 79 D.C.) decía: "Allí donde ha temblado, temblará".

1. Continente
2. Subducción
3. Dorsal oceánica
4. Manto
5. Núcleo

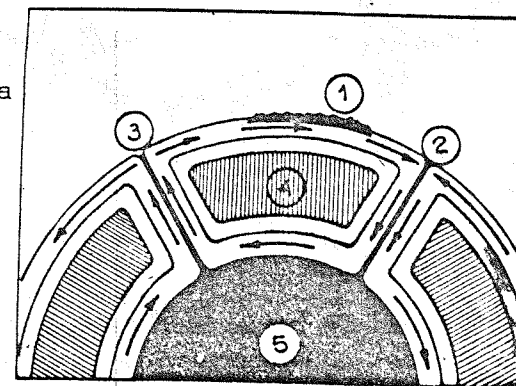


Fig. 2.1 Esquema demostrativo de los movimientos convectivos de la Astenosfera y de la deriva continental

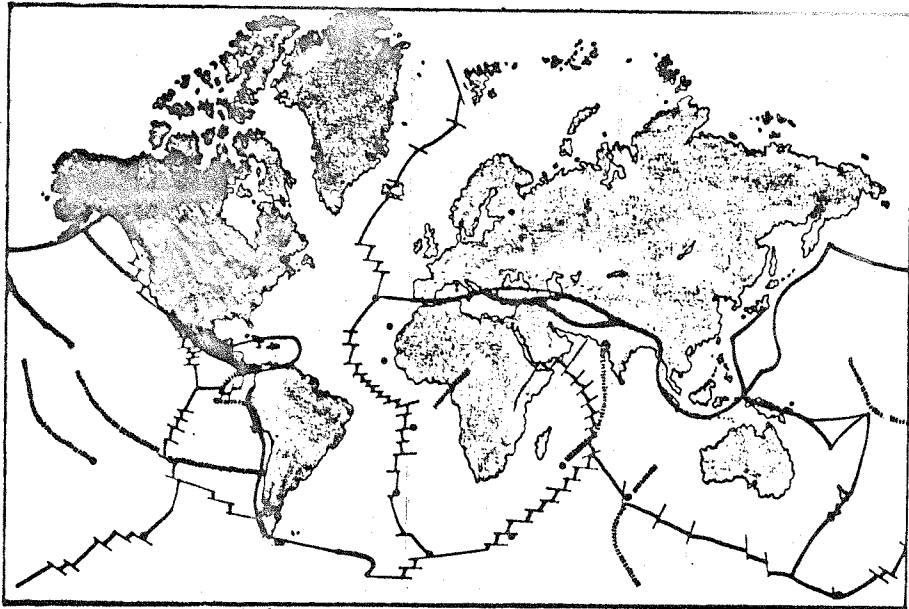


Fig. 2.2 Distribución geográfica de las placas de la corteza terrestre, las dorsales y las zonas de subducción

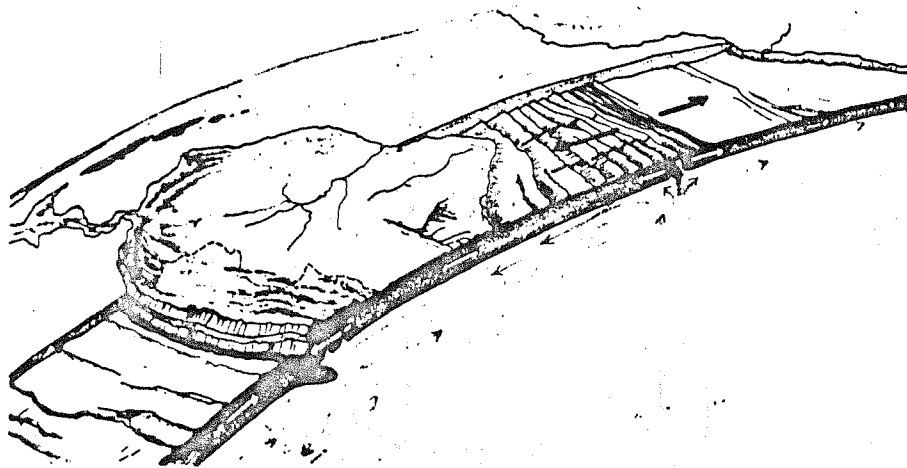


Fig. 2.3 Esquema demostrativo de la separación de las placas africana y sudamericana a partir de la dorsal mesoatlántica.

Existen también movimientos sísmicos que obedecen a otras causas. Las erupciones volcánicas suelen originar vibraciones muy intensas en sus proximidades. Otro tanto ocurre con el derrumbe de cavernas naturales o artificiales, así como con las explosiones subterráneas (4). Aún el tránsito y el movimiento de máquinas provocan vibraciones de la misma naturaleza.

Pero en cualquier caso, los que provocan los efectos más importantes, sobre todo en cuanto a la extensión afectada y a la energía total liberada, son los primeros, también llamados sismos tectónicos.

Es necesario cuantificar la importancia de los sismos. Esto da origen a dos tipos de determinaciones. Si valoramos la cantidad de energía liberada por las rocas en la zona de falla, tendremos la llamada Magnitud del sismo, habitualmente medida en la escala Richter. Si, en cambio valoramos la energía que llega a un cierto lugar, o lo que es igual los efectos del sismo en ese lugar; definimos la llamada Intensidad del sismo, que habitualmente se mide en la escala de Mercalli modificada (MM) (5). Notemos bien que el primero es un valor universal y único para cada sismo, mientras que el segundo es un valor local, que depende del lugar en que se lo mide. Por otra parte, para la Ingeniería Antisísmica interesa fundamentalmente la energía que llega al lugar; es decir, la intensidad sísmica máxima probable durante la vida útil de las construcciones.

La fractura de la corteza se inicia en un punto llamado hipocentro o foco, a cierta profundidad bajo la superficie. Luego puede extenderse por centenares o miles de kilómetros en una línea de falla. La proyección vertical del foco en la superficie es el llamado epicentro y habitualmente es el lugar donde se registra la mayor intensidad. Es evidente que a igual magnitud, cuanto menos profundo sea el foco y cuanto más próximo al epicentro el lugar en cuestión, más severos serán los efectos del sismo, ya que como en cualquier vibración, la energía recibida disminuye con la distancia al origen.

No es tan claro para el común de las personas los efectos de la naturaleza del suelo en la intensidad sísmica. Sin embargo es un hecho que los daños guardan una íntima relación con el subsuelo local; y cada terremoto muestra con su mapa de daños el mapa geológico de la zona.

Los suelos compactos son los más seguros. Los suelos incoherentes y los rellenos recientes, los más peligrosos; especialmente si están saturados. Esto ocurre porque los suelos sueltos tienden a

amplificar las vibraciones que reciben del lecho de roca en el que asientan, agravando los efectos sobre la superficie, en un fenómeno parecido a la resonancia.

2.2. - ACCION SOBRE LAS CONSTRUCCIONES

La energía liberada durante los terremotos se propaga por la corteza terrestre en forma de vibraciones que provocan desplazamientos del terreno. Los movimientos son erráticos y pueden producirse en cualquier dirección horizontal o vertical.

Debido a ellos las construcciones en su conjunto y en sus partes sufrirán aceleraciones y desplazamientos, produciéndose deformaciones y esfuerzos en los distintos elementos, sean estructurales o no. La magnitud de los mismos dependerá de la energía recibida por el edificio, la que a su vez es función de la naturaleza del suelo en que se apoya y de las características dinámicas de la construcción.

Es necesario entonces determinar la energía que probablemente reciba el edificio en caso de terremoto y proporcionar, tanto al conjunto como a las partes, suficiente ductilidad que le permita absorberla y disiparla. Por tratarse de acciones impulsivas, la ductilidad es la propiedad mecánica más importante, más aún que la resistencia.

Este es el primer concepto importante a definir. Y lo vamos a hacer tanto en el plano teórico como referido a un ejemplo particular. Desde un punto de vista teórico riguroso, definiríamos la ductilidad como la propiedad de absorber energía de deformación y se la mediría por la energía por unidad de volumen gastada hasta la rotura. La resistencia es la propiedad de soportar un determinado esfuerzo sin que se produzca la rotura de la pieza y la mediríamos por el esfuerzo máximo alcanzado durante el proceso de rotura. Son pues distintas.

Veamos su importancia en relación con un ejemplo.

Supongamos dos estructuras cuyas leyes de esfuerzo-deformación (6) sean las indicadas en la figura 2.4. Es evidente que la estructura representada en 1 tiene una ductilidad mayor, aunque menor resistencia, que la representada en 2. El área encerrada por las respectivas curvas mide la energía de rotura en cada caso.

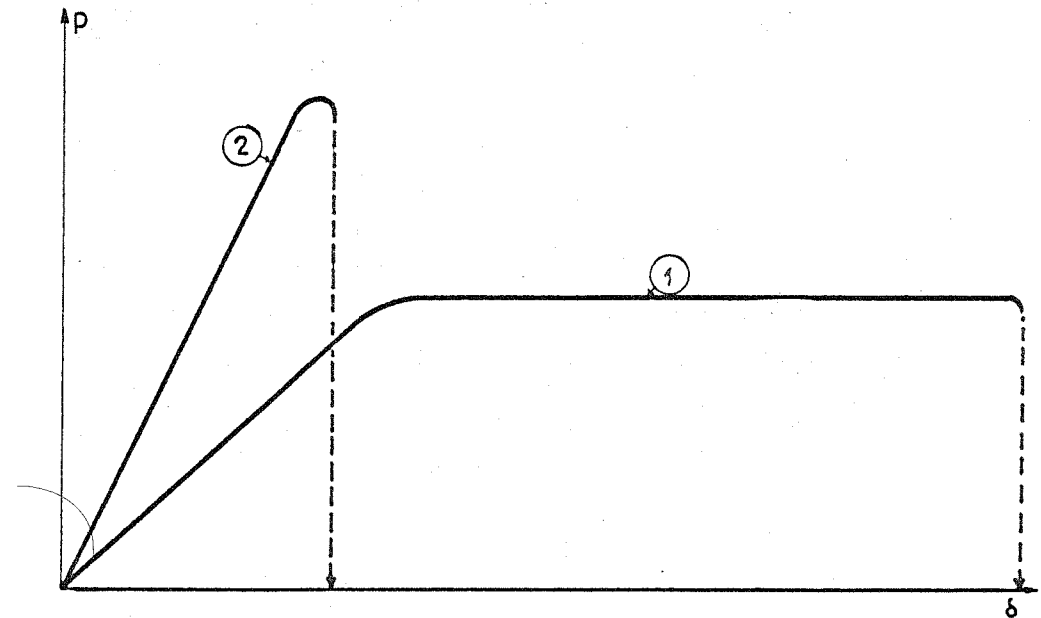


Fig. 2.4 Gráficas deformación - esfuerzo en dos estructuras de distinta resistencia y ductilidad

Aclarando este punto, lo que es importante retener es que una estructura como la indicada por 1 tiene más probabilidad de supervivencia que la otra para cargas impulsivas.

De todos modos debe señalarse que el desarrollo total del comportamiento anelástico puede importar deformaciones tan grandes que el mecanismo estructural se altere por completo (7). Por otra parte la estructura deberá tener siempre rigidez suficiente como para limitar las deformaciones a valores compatibles con el uso de la construcción y con la supervivencia de los elementos secundarios de la misma.

La naturaleza de los esfuerzos, la deformación tolerable y el grado de seguridad necesario dependerá de la organización estructural de la construcción y de la posición del elemento en particular.

Es también importante remarcar que la rotura, sea de elementos estructurales como accesorios, se produce cuando las deformaciones alcanzan un valor límite característico de cada material y cada sollicitación.

2.3. - TIPOS DE DAÑOS

Con el objeto de comprender mejor su relación con el diseño, intentaremos una clasificación de los distintos tipos de daños que la acción sísmica puede producir en las construcciones. Ellos son:

1. Colapso total de la construcción por falta de estructura resistente para las acciones sísmicas.
2. Colapso o daños por interferencias de elementos secundarios, no estructurales, con el funcionamiento de la estructura principal.
3. Colapso parcial de elementos por insuficiente resistencia de partes más vulnerables, aunque la construcción en conjunto soporta adecuadamente los esfuerzos.
4. Daños provocados por cedimiento o desplazamiento de fundaciones.
5. Daños en elementos no estructurales producidos por deformaciones de la estructura.
6. Daños producidos por defectos constructivos que originan comportamientos poco dúctiles de la estructura o su falla prematura.

2.4. - FALTA DE ESTRUCTURA RESISTENTE

De todas las enunciadas anteriormente, esta es la circunstancia más grave. El riesgo más notable se debe a las componentes horizontales del movimiento, ya que la acción vertical sólo ocasiona un aumento en las sollicitaciones de la estructura portante para las cargas verticales. Como ésta siempre existe sólo excepcionalmente se producirá el colapso, aunque puedan aparecer daños (8).

La falta de estructura resistente puede producirse por tres situaciones distintas, cuya discusión es importante.

La primera, desgraciadamente muy frecuente y peligrosa, es la falta de consideración del fenómeno sísmico durante el diseño. Si se trata de edificios bajos, habitualmente existen medianeras en una dirección que materializan un mecanismo resistente "espontáneo" que puede proveer alguna reserva. En la otra, la omisión de un sis-

tema resistente, consecuencia de aquella falta de consideración, suele ser fatal. Notemos que esto sucede aún en regiones como Cuyo en la Argentina (9), donde se tiene conciencia de la necesidad de prevención sísmica hace mucho tiempo. Porque los terremotos que la originaron son recordados todavía y anteriores al auge de la edificación en altura, en ellas no se da la falta de consideración de la acción sísmica en los edificios altos. En otras regiones no existe esa conciencia y la imprevisión alcanza a todas las construcciones por igual, con gravísimas consecuencias futuras.

La segunda situación, también frecuente, ocurre cuando no se materializan las condiciones de vinculación supuestas en el análisis estructural. De ese modo dejan de cumplirse las hipótesis básicas de equilibrio y no existe estructura. O es totalmente diferente de la "calculada". Este caso se presenta por igual en edificios altos y bajos y es tan peligroso como el anterior.

La tercera situación se presenta cuando los vínculos tienen una deformabilidad tan grande que mucho antes de haber transferido los esfuerzos horizontales a los sistemas estructurales que supuestamente deben resistirlos, la construcción ha entrado en colapso (10). Ocurre en las construcciones cuyos planos horizontales son mucho más deformables que los verticales y no se lo toma en cuenta para la distribución de los esfuerzos. Tal es el caso de edificios altos de plantas excesivamente alargadas o irregulares, en las que los planos de resistencia están mal distribuidos; o los edificios bajos con techos "no rígidos".

La experiencia prueba que, aún insuficientemente dimensionado, si existe un mecanismo de resistencia lateral el colapso total es raro. Pero es evidente que si el mecanismo que realmente recibe las acciones sísmicas no tiene resistencia y ductilidad suficiente se producirán daños en las partes más sollicitadas. Las deformaciones se harán muy importantes, en franco período plástico y los elementos no estructurales quedarán severamente dañados. En tales condiciones la recuperación de la construcción suele ser imposible.

2.5. - INTERFERENCIA DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

La interferencia de elementos no estructurales con el funcionamiento de la estructura es causa frecuente de daños, a veces muy serios, en ambos. La acción sísmica origina movimientos apreciables en la construcción y aquellos elementos menos deformables son los que en primera instancia la resisten, independientemente del papel

asignado a ellos por el proyectista. Es decir que si hay elementos constructivos sin características portantes, más rígidos (para el movimiento inducido) que la estructura dispuesta para resistir la acción, el mecanismo de resistencia está constituido por ellos en primer término. Y si la energía que absorban con tal motivo supera su capacidad resistente, se producirá su rotura, transfiriendo recién entonces la acción a los elementos que se consideraron estructura, si el edificio todavía está en pie.

Es importante entonces considerar la totalidad de la construcción y la influencia de todas sus partes, aún de aquellas no portantes (11), en el mecanismo estructural. Los cerramientos no portantes frecuentemente están en esta situación, si son vinculados a la estructura de manera que restrinjan sus movimientos. Cuando se trata de cargas estáticas es raro que se produzcan daños porque estos muros, generalmente de mampostería, tienen tiempo de acomodarse por fluencia lenta de las juntas, transfiriendo la sollicitación a la estructura. Por el contrario las acciones dinámicas ocurren en un lapso tan breve que tal acomodación no es posible. Como los daños que se producen en estos elementos son muy costosos, pues afectan rubros de gran incidencia económica (las terminaciones) se hace necesario prevenirlos, al menos para los sismos más frecuentes.

Pero el efecto más peligroso es la interferencia con la estructura portante, cuando de hecho se origina un mecanismo estructural diferente, cuya estabilidad es imposible. Es decir que su presencia cambia de tal modo la distribución de los esfuerzos que parte de la estructura resulta insuficientemente dimensionada y entra en colapso, generalmente seguido del colapso total.

Tal cosa ocurre en construcciones bajas principalmente por cambios muy notables en la posición efectiva del centro de rigidez, provocándose movimientos torsionales de tal importancia que algunos de los elementos dispuestos para absorber la acción sísmica quedan sobrecargados más allá de cualquier reserva y la construcción falla.

2.6. - DAÑOS EN PARTES DE LA CONSTRUCCION

Las partes de la construcción pueden fallar sin acarrear colapso de la estructura. Tal es el caso de tanques de agua, parapetos, balcones, muros de cerramiento, cornisas, etc. Todos tienen en común el encontrarse más expuestos que el conjunto de la construcción. La mayor parte de las veces están vinculados de tal modo -en voladizo desde la estructura- que las vibraciones del edificio se amplifi-

can en ellos, agravando localmente el efecto del sismo.

Es hecho comprobado que la caída de estos elementos causa numerosas víctimas; por eso sus dimensiones y especialmente los anclajes deben estudiarse considerando el referido efecto amplificador.

Mención especial dentro de este tipo de daño merecen los muros de cerramiento o de cerco. En el caso de edificios bajos para vivienda suelen tener vinculación suficiente, provista por las estructuras de techos; y alturas reducidas, por lo que la acción perpendicular a su plano no es crítica, aunque es necesario verificar aquellas condiciones.

Cuando se trata de cercos o muros divisorios altos, como los que se presentan en los edificios industriales, es inevitable estudiar cuidadosamente el problema. Las dimensiones de los paños y su vinculación efectiva son críticas para la estabilidad transversal de los muros. Es frecuente su destrucción por acciones perpendiculares a su plano, para las que se comportan como placas o losas flexionadas, en la que los encadenados reglamentarios mínimos pueden no tener suficiente resistencia. Si, además, el muro debe soportar acciones en su plano para contribuir a la estabilidad del edificio (horizontales o verticales), su destrucción por este tipo de debilidad pone en peligro de colapso a la construcción toda.

2.7. - DAÑOS DEBIDOS A LAS FUNDACIONES

Los daños relacionados con las fundaciones tienen dos aspectos: lo relativo al comportamiento del suelo y lo relacionado con el sistema de fundaciones en sí.

El efecto más serio en cuanto al primero se produce cuando el edificio se encuentra sobre una zona de falla en movimiento. En ese caso la construcción puede desmembrarse completamente. Durante el sismo de Alaska de 1964 muchas construcciones para vivienda de un piso, de madera, sufrieron las consecuencias del movimiento por la falla; y quedaron totalmente destruidas, pese a que por su escaso peso no hubieran sido afectadas de otro modo (12).

También pueden producirse desplazamientos de las fundaciones por compactación o por licuefacción del suelo (13), provocadas por la vibración. Esto es frecuente cuando el terreno es pobre: rellenos mal compactados, arenas o limos sueltos; y particularmente grave si está saturado por una napa freática próxima.

Con sistemas de fundación indirectos (pilotines o pozos romanos, sobrecimientos continuos elevados) es posible que el movimiento del material de relleno ubicado entre el plano de fundación y el piso produzca empujes que los dañe o desplace. El riesgo es grande en construcciones sobre pendientes, donde un lado del edificio está más elevado respecto del nivel natural que el otro.

Por lo que respecta al sistema de fundación en sí, la situación más grave ocurre cuando no se proveen las condiciones de vinculación en forma efectiva. Particularmente si no se materializan empotramientos considerados en el mecanismo de la superestructura y que transmiten momentos importantes a las fundaciones. Si las dimensiones de los elementos de fundación son insuficientes, quedarán dañados por sollicitación excesiva con grave riesgo de colapso para el edificio. También puede ocurrir que los desplazamientos y deformaciones del sistema de fundación producidos al entrar en carga, influyan desfavorablemente sobre el funcionamiento de la superestructura, modificando sustancialmente las condiciones de trabajo supuestas.

2.8. - LOS DEFECTOS CONSTRUCTIVOS

Cada terremoto muestra como constante la secuela de daños que se deben a defectos constructivos. La mayoría de éstos son consecuencias de la mala calidad de ejecución, frecuente en las zonas menos desarrolladas por insuficiente entrenamiento de la mano de obra. Los restantes se deben a prácticas constructivas aceptables para regiones no sísmicas pero no para edificios sometidos a la acción de temblores. Todos son, en definitiva, ocasionados por el desconocimiento de los efectos reales del fenómeno sobre la construcción (14).

Una buena construcción antisísmica debe ser ante todo una buena construcción. Y para eso cumplir criterios constructivos que en la mayoría de las reglamentaciones de países desarrollados (15) se encuentran especificados claramente. Sin embargo, en regiones en desarrollo en general son deficitarias en cuanto a normas y prescripciones, la mayor parte de las veces incompletas, producto híbrido de diversos orígenes y no representativas de la actividad industrial local. Por eso es preciso reiterar la necesidad de difundir aquellas prácticas constructivas más correctas que definen la tecnología propia de cada material. Cuando junto a ellas se considera el efecto sísmico sobre la construcción, resultan evidentes las soluciones correctas.

A modo de advertencia señalamos daños ocasionados por los defectos constructivos más corrientes:

Si se trata de construcciones metálicas, son los relacionados con las uniones de las piezas. Las fallas pueden originarse en concentraciones de tensión agravadas por las inducidas en el proceso constructivo, como cuando se cruzan cordones de soldadura de distinta dirección. Más frecuente, sin embargo, es el dimensionamiento insuficiente de la unión, que no permite desarrollar toda la capacidad de deformación plástica de las piezas unidas. Las excentricidades en las uniones producen sollicitaciones secundarias que suman su efecto pernicioso a otras causas. Cuando las uniones son remachadas o abulonadas los remaches o bulones flojos son especialmente peligrosos, porque el movimiento que permiten antes de entrar en contacto con los bordes de los agujeros pueden alcanzar velocidades apreciables en acciones dinámicas alternativas, agravando notablemente el efecto de la acción. Es de señalar que aunque explícitamente no se consideran las fuerzas de fricción en el dimensionamiento de este tipo de uniones, normalmente toman la parte más importante del esfuerzo. Bajo condiciones de sollicitación sísmica, estas fuerzas pueden ser vitales.

Para las construcciones de hormigón armado, los defectos constructivos más importantes se refieren a los anclajes y empalmes de armaduras. Existen vicios sistemáticos de construcción que ocasionan el deslizamiento de las armaduras, como son: falta de ganchos en las barras, longitudes de anclaje o empalme insuficiente y estribado poco denso en los nudos. Este último es particularmente grave porque el hormigón en esas zonas se encuentra sometido a un estado tensional complejo, que requiere del confinamiento por medio de los estribos para evitar su destrucción. Paradójicamente es práctica corriente, por comodidad de ejecución (que no desconocemos), eliminar o espaciar más los estribos en ellas.

En las construcciones de mampostería el principal defecto constructivo es la carencia, inadecuada ubicación o la unión deficiente de los encadenados. Pueden también aparecer fallas por anclajes inadecuados de las armaduras en las construcciones de mampostería armada. Por otra parte no es infrecuente la ejecución incorrecta de las juntas: dimensiones inadecuadas, relleno de mortero incompleto, mortero de calidad inapropiada, ladrillos poco mojados o mortero mal curado.

Todos los defectos constructivos señalados son particularmente graves porque causan comportamientos frágiles de las estructuras. En esas condiciones el colapso local y aún total de la estructura

es muy frecuente.

Tal es la triste experiencia que se recoge luego de los terremotos donde se encuentra, como constante, que la calidad constructiva es tan importante como el dimensionamiento de las estructuras. Especialmente en el caso de los edificios bajos.

NOTAS

- (1) Eso explica las erupciones de lava, pues el material descomprimido entra inmediatamente en fusión.
- (2) Se ha comprobado ese movimiento; y, por ejemplo, América del Sur se separa de África aproximadamente 2 cm por año.
- (3) La Cordillera de Los Andes, plegamiento en que se originan los sismos del continente sudamericano, se empezó a formar hace unos 100 millones de años.
- (4) Que actualmente se utilizan como medio de prospección geológica o minera. Son muy conocidos los estudios sismológicos aplicados a la explotación petrolera.
- (5) La escala de Mercalli clasifica a los sismos por sus efectos sobre objetos, construcciones o personas; pero no puede considerarse una escala física o absoluta, ya que su apreciación tiene mucho de subjetivo. Aunque se han propuesto otras escalas basadas en características propias del movimiento vibratorio, sigue siendo la más usada.
- (6) No importa cuáles sean, ni tampoco los esfuerzos, para el caso.
- (7) Sería un caso típico de estudio por la teoría de 2° orden, es decir, habría que referir las condiciones de equilibrio a la estructura deformada y no sería válido el principio de superposición.
- (8) Los voladizos y cuerpos salientes, sin embargo, son muy sensibles a las acciones verticales; y resultan frecuentemente dañados porque amplifican sus efectos.
- (9) Sucede con muchas de las construcciones bajas realizadas con anterioridad a la vigencia de los nuevos reglamentos y eximidas de "cálculo antisísmico".
- (10) Ya ocurrió en los sismos de Caracas, 1.970, y Perú, 1.974, que supuestos apertamientos de las columnas con las losas, a través de las vigas en torsión, no fueron eficaces y los edificios así estructurados entraron en colapso.
- (11) Inteligentemente distribuidas, se pueden crear "líneas escalonadas de defensa" que vayan cediendo gradualmente y aumentando la disipación de energía a medida que el sismo es más intenso.
- (12) Prácticamente la única forma de evitar estos daños es no construir en esas zonas, lo que exige una enérgica política de planeamiento.
- (13) El agua disminuye la fricción intergranular y sometido a vibración el suelo se convierte en un fluido viscoso. Es notable el caso de Niigata, Japón, 1964, donde unos edificios se hundieron sin mayores daños, quedando muy inclinados.
- (14) Es fácil aceptar, por ejemplo, la exigencia reglamentaria de los encadenados; pero es bastante más difícil comprender que éstos son inútiles si sus nudos no son resueltos apropiadamente. Para esos hace falta el sólido conocimiento conceptual a que ya hemos aludido.
- (15) Se pueden consultar las Normas Alemanas, o Francesas, o Inglesas, por ejemplo.

CAPITULO III

EL DISEÑO ESTRUCTURAL

El concepto que debe orientar el diseño estructural en una zona sísmica es la naturaleza dinámica de las solicitaciones. No se trata de cargas o fuerzas en el sentido estricto, sino de movimientos que inducen aceleraciones variables en todos los componentes de la construcción. Como consecuencia, las diversas partes del edificio sufrirán movimientos relativos durante el transcurso del fenómeno, es decir, en un lapso tan breve que no permite acomodaciones de los materiales. La amplitud de dichos movimientos depende de muchas circunstancias, pero puede ser muy apreciable (1) y seguramente superar, salvo que sean debidamente considerados, las posibilidades de deformación de las partes no estructurales: muros de cerramiento, conductos de instalaciones, artefactos y carpinterías.

En íntima relación con ese concepto está la respuesta dinámica de la construcción y del sistema construcción-fundación-terreno. En definitiva interesa la energía que la construcción recibe durante el sismo, que debemos tratar de disminuir mediante un diseño adecuado, tanto en el conjunto como en las partes. Enunciemos algunas reglas de carácter general:

INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ

En suelos rígidos conviene apoyar construcciones flexibles y en suelos deformables, construcciones rígidas. De este modo el edificio no tenderá a amplificar los movimientos del suelo. Las propiedades dinámicas de la construcción pueden controlarse por un adecuado diseño. Ellas dependen tanto de la altura del edificio como de su tipología estructural y constructiva. En principio, las construcciones bajas por sistemas tradicionales conducen a edificios bastante rígidos; pero la evolución de los sistemas constructivos y, en especial, la tendencia a construcciones livianas permite aún en ellas una gama de rigideces muy amplia y en consecuencia, controlable por el proyectista. De todos modos, la elección de la tipología constructiva está limitada por razones económicas, culturales e históricas, que restringen sus posibilidades (2).

INFLUENCIA DEL PESO

Las acciones sobre la estructura serán tanto más intensas cuanto más pesada sea la construcción. En consecuencia, conviene utilizar materiales, disposiciones constructivas y estructuraciones livianas. Gran progreso puede realizarse en este aspecto particular, si se toma en cuenta que casi el 85 % de las cargas verticales totales de una construcción tradicional corresponden al peso propio de los elementos constructivos (3).

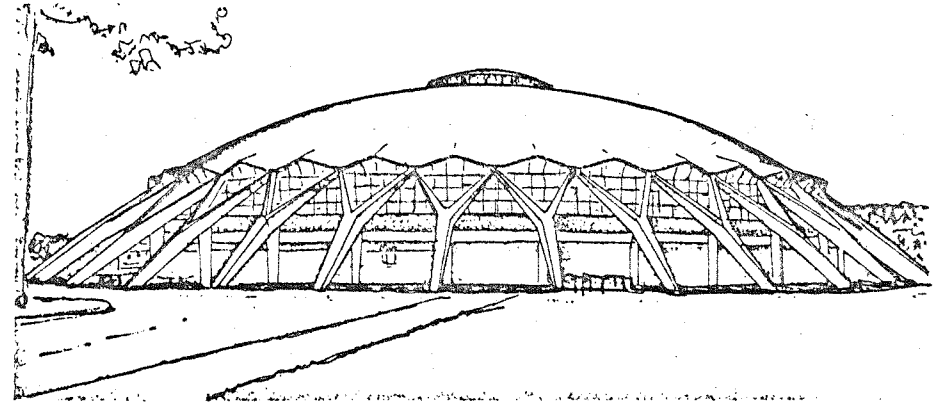
INFLUENCIA DE LA DUCTILIDAD

Es prudente utilizar sistemas que puedan soportar sobrecargas considerables sin entrar en colapso y que tengan una capacidad elevada de trabajo en régimen plástico; pues de ese modo, cuanto más crítica sea la situación, mayor es la disipación de energía y más tiende a amortiguar la acción sísmica. Resulta entonces aconsejable la construcción de sistemas hiperestáticos, aún cuando no representen ventaja desde el punto de vista del dimensionamiento para las solicitaciones debidas a las cargas verticales. Conviene evitar los sistemas estructurales que tienden a amplificar el movimiento, como los voladizos y cuerpos salientes tanto horizontales como verticales.

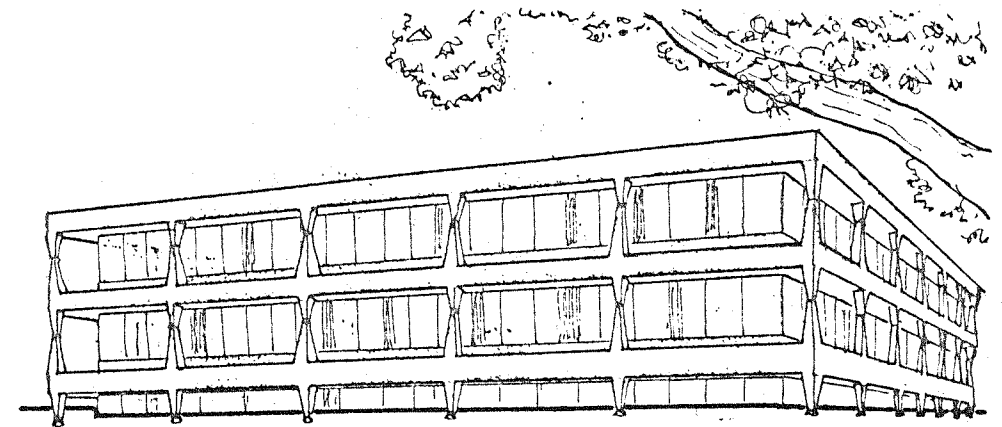
Todo lo anterior está ligado a la elección de la tipología estructural; la cual, naturalmente, no es libre y está estrechamente vinculada a la tipología constructiva. Dentro de los sistemas tradicionales de construcción y si se trata de edificios bajos, es natural pensar en el aprovechamiento de los muros; en todo caso la presencia de la mampostería obliga a limitar las deformaciones de la estructura. De este modo hay limitaciones en las posibilidades de elección. Sin embargo, aún así, hay una gama de soluciones suficientemente amplia.

EL CONJUNTO ESTRUCTURAL

Finalmente, tenemos que detenernos en las características funcionales del conjunto estructural. Los distintos sistemas resistentes deben conformar un mecanismo completo; distribuyéndose los esfuerzos. En principio la economía es mayor si la distribución es homogé-



- a) Ejemplo de estructura laminar: Pequeño Palacio de los Deportes, Roma, P.L. Nervi. Mínimo consumo de material, con una forma muy condicionada



- b) Ejemplo de estructura en flexión: Pórticos del Centro de Investigación en Hayes Park, Londres; Skidmore, Owings y Merrill. Volumen construido mínimo y forma menos condicionada

Fig. 3.1 Comparación entre distintas tipologías estructurales

nea. Esto impone evitar torsiones que agregarían un movimiento adicional al edificio, para lo cual el medio más eficaz es la simetría estructural y constructiva. Por otra parte y aunque exista simetría absoluta en el edificio, pueden producirse excentricidades por errores de ejecución; las sobrecargas pueden estar asimétricamente ubicadas durante el sismo; y éste tener movimientos torsionales. En consecuencia, el edificio debe tener resistencia torsional, condición que exige que los planos de resistencia no tengan un eje de giro común.

En el funcionamiento de conjunto, los planos horizontales (techos y entrepisos) tienen una función fundamental. Según ellos sean rígidos o deformables, el comportamiento del sistema varía; y en todo caso definen y completan el mecanismo de resistencia.

LA ECONOMIA

Usualmente la economía es el criterio de comparación para decidir entre varias alternativas estructurales. Por eso interesa que enunciemos algunos principios de carácter general que hacen a su logro. Ante todo es preciso definir dos campos: el que podríamos llamar de la "economía intrínseca" y el de la "economía funcional". El primero se refiere al logro del sistema estructural más económico para un conjunto de solicitaciones dado. El segundo al mayor o menor aprovechamiento del material estructural durante la vida útil de la construcción. Este es de carácter más general.

Las acciones sísmicas intensas tienen -afortunadamente- una probabilidad de ocurrencia baja; pero su influencia es muy notable en el dimensionamiento de la estructura. Todo el material adicional que se coloque para resistirlas estará entonces desaprovechado la mayor parte del tiempo. Por eso cuanto menor importancia tengan las solicitaciones producidas por las acciones sísmicas comparadas con las producidas por cargas permanentes, tanto mayor es la economía funcional. Esto se aplica a las piezas como al conjunto. Por otro lado, la relación es fija para un edificio dado y la mayor economía se logra cuando todas las piezas soportan en la misma proporción las solicitaciones producidas por cargas verticales y horizontales.

Podemos concluir que al diseñar un mecanismo de resistencia para acciones sísmicas será conveniente utilizar aquellos elementos existentes por otros motivos, aunque sea necesario reforzarlos, evitando colocar estructuras adicionales. Entonces el concepto de la economía funcional queda definido por los grandes criterios que gobier-

nan un proyecto, lo que podríamos llamar su filosofía.

En cambio la economía intrínseca se relaciona más con lo concreto del diseño, vale decir, la elección de tipologías para los distintos sistemas estructurales y su ubicación en el espacio; o sea la elección del orden y del módulo estructural (4). Estos últimos aspectos definen para el conjunto y cada una de las piezas cuál es la solicitación característica del trabajo estructural (5) y cuál es su distribución en el sistema. De la solicitación característica nos ocuparemos luego al definir las distintas tipologías, pues es lo que las caracteriza. Por otra parte es bien conocida su influencia en la economía: partiendo de los sistemas que funcionan con esfuerzos axiales de un sólo sentido (arcos y cables) el consumo de materiales crece rápidamente hacia aquellos en que predomina la flexión, aunque el volumen construido generalmente disminuye y la forma resulta menos condicionada. fig. 3.1.

Nos interesa más presentar con carácter general la influencia de la distribución de esa solicitación tanto entre los sistemas, al elegir el orden estructural, como en las piezas, al fijar el módulo. No siempre es reconocido que la subdivisión del esfuerzo estructural entre múltiples elementos acarrea en general una pérdida de economía, si bien las piezas resultantes pueden ser individualmente de menores dimensiones. Este hecho ocurre por dos motivos:

- Porque siempre es más económico construir una pieza que varias de igual volumen total.
- Porque en aquellos fenómenos en que interviene el momento de resistencia (flexión) o el de inercia (compresión con pandeo, deformabilidad), el aumento del volumen de material es acompañado por un aumento mucho mayor de la característica geométrica de la sección, y la eficacia del material aumenta.

El segundo va condicionado, como es natural, a un aumento de dimensiones en el sentido más favorable (altura de la sección). Entonces, una estructura en que los sucesivos elementos vayan creciendo en luces y soportando cargas proporcionalmente mayores, es usualmente más económica en materiales que aquellos sistemas en que la luz mayor es salvada por el elemento de relleno directamente, siempre que las dimensiones de las piezas estructurales puedan crecer libremente. Es obvio que el segundo sistema tendrá menores dimensiones individuales.

CONCENTRACION Y DISPERSION

Todo esto pone en evidencia dos principios contrapuestos en

los criterios de diseño:

El principio de concentración, consecuencia directa de todo lo expuesto, por el que es conveniente desde el punto de vista de la economía de materiales (que tiene además repercusión muy directa en la intensidad de las solicitaciones) concentrar la estructura en elementos muy cargados, canalizando los esfuerzos hacia ellos por medio de elementos secundarios de luces y cargas crecientes.

El principio de concentración exige dimensiones mayores que pueden perjudicar directamente la funcionalidad del proyecto o aún su economía en forma indirecta:

- Porque al aumentar el volumen construído aumentan rubros no estructurales: los cerramientos, terminaciones, recorridos de instalaciones.
- Porque aumenta el volúmen cuyo acondicionamiento es necesario.
- Porque algunas solicitaciones aumentan su influencia con la altura de la construcción: acción sísmica y viento.

En esos casos el criterio de concentración deja de ser satisfactorio y aparece el criterio opuesto, porque ya no se busca la economía directa de materiales en la estructura. Es el que podríamos llamar principio de dispersión y es válido a partir del momento en que las dimensiones de las secciones críticas queden limitadas por alguna de aquellas razones.

Es axiomático por otra parte que cuanto más directo sea el recorrido de las fuerzas más económica resulta la estructura. Este principio sólo es aplicable a la comparación de soluciones de igual tipología. También se limita su validez cuando aparecen mínimos dimensionales (6).

Nos hemos estado refiriendo a criterios de diseño que hacen a la economía intrínseca. Recordemos, sin embargo, que las consideraciones económicas deben hacerse contemplando todas las acciones en sus posibles combinaciones, en particular la acción sísmica. Es así como la economía funcional aparece en los aspectos concretos del diseño.

3.1. - LAS TIPOLOGIAS ESTRUCTURALES

Considerando exclusivamente la rigidización horizontal, los tipos estructurales se referirán a elementos o sistemas verticales que conectan dos planos horizontales para impedir el movimiento relativo. Los planos horizontales serán la fundación, los sucesivos entresijos y el techo. El papel de rigidización corresponde a los elementos verticales, con los consiguientes problemas de conexión, vinculación y dimensionamiento.

En el caso de los edificios bajos se utilizan sistemas simples, muy rara vez resulta conveniente una tipología compuesta. Por eso sólo vamos a presentar los siguientes sistemas:

- . Columnas empotradas en la base.
- . Muros.
- . Triangulaciones.
- . Pórticos.

Cada una de ellas tiene condiciones específicas de utilización que, unidas a las características del edificio en particular, las hacen convenientes o no. Es lo que vamos a tratar de exponer en los apartados siguientes.

3.2. - COLUMNAS EMPOTRADAS EN LA BASE

Es el sistema más elemental, ya que es autosuficiente y por lo mismo es el que primero hizo su aparición. Son buenos ejemplos los horcones de los ranchos y las viviendas construídas en torno de árboles a los que se cortaban todas las ramas. No puede pensarse que haya perdido vigencia; en muchos casos resulta la solución más apropiada.

Las columnas empotradas en la base se utilizan cuando no es posible formar sistemas más complejos, sea porque las estructuras de techos son muy livianas, sea porque no existen otros elementos próximos. Un caso típico es la construcción de naves industriales o edificios semejantes. Es usual que los muros -si existen- apoyen en vigas portamuros y éstas en las bases de las columnas, con el objeto de aumentar la carga sobre las últimas.

La columna empotrada en la base se comporta para las fuerzas

horizontales como una ménsula. La dificultad está en asegurar el empotramiento, que generalmente complica bastante las fundaciones. Para resolverlas existen algunas soluciones típicas :

- Incrementar las dimensiones de la base hasta que el efecto combinado de las cargas verticales, el peso propio de la base, la columna y la tapada de tierra; reduce la excentricidad suficientemente. fig. 3.2.
- Construir una pantalla en un plano perpendicular al de la fuerza horizontal de modo de aprovechar el empuje pasivo del suelo. fig 3.3.
- Construir una pantalla profunda y vincular horizontalmente la columna aprovechando los encadenados o los pisos. fig. 3.4.
- Vincular dos o más columnas entre sí con una viga de fundación, para transmitir sólo fuerzas directas y no momentos. fig. 3.5.
- Vincular la columna a un muerto de anclaje, descomponiendo el momento de empotramiento en un par de fuerzas verticales. fig. 3.6

En el primer caso, absorber la cupla de empotramiento con un brazo de palanca reducido, conduce a secciones grandes en la base; aún tomando en consideración el efecto de la tapada. Cuando las cargas verticales son grandes, la base resulta beneficiada. Por eso en algunas ocasiones se construyen dados de hormigón simple para aumentar el peso sobre la fundación.

En el segundo caso se crea una cupla resistente con el empuje pasivo del suelo a ambos lados de la pantalla. La eficacia del sistema depende del brazo elástico de la misma y del empuje que el suelo puede soportar sin fallar. Tiene el inconveniente de cargar más la capa superficial del suelo que, por tener menos peso encima, tiene menor capacidad de resistencia. Además una porción considerable de la pantalla queda sometida a presiones poco significativas para la estabilidad. Ambos inconvenientes puedan dar lugar a interesantes diseños de la pantalla. Uno que es bastante simple como para utilizarlo en construcciones pequeñas es el indicado en tercer término.

En esa solución el empuje mayor es absorbido al nivel del piso por los encadenados o aún por los elementos que componen el solado. Puede bastar un pavimento, siempre que su peso sea tal que haga posible desarrollar una fuerza de rozamiento suficiente con el terreno y que se resuelva eficazmente la vinculación entre columna y piso. La pantalla se coloca entonces a una profundidad que permita tener un brazo de palanca grande; en un sector del suelo que pueda resistir mayores empujes por estar más confinado. Como consecuencia su tamaño puede disminuir.

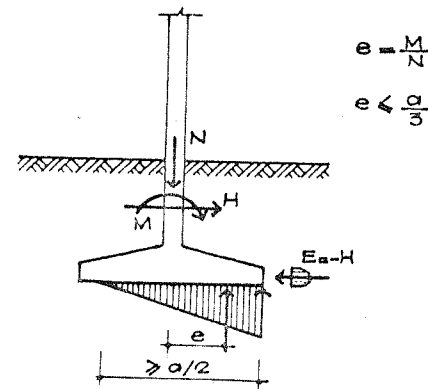


Fig.3.2 Columna empotrada en la base .

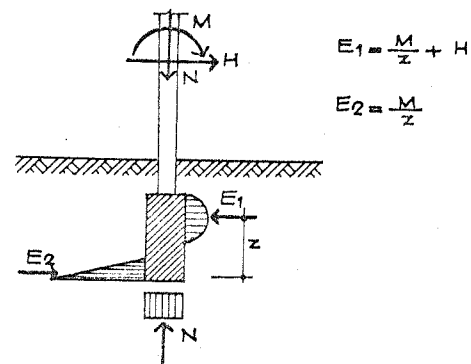


Fig.3.3. Columna empotrada en una pantalla vertical

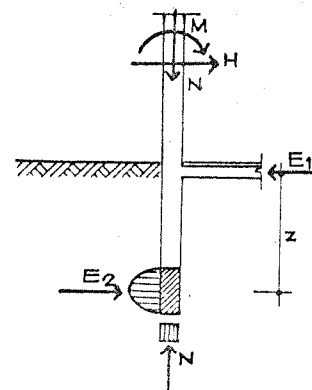


Fig.3.4. Pantalla profunda y encadenado en el piso

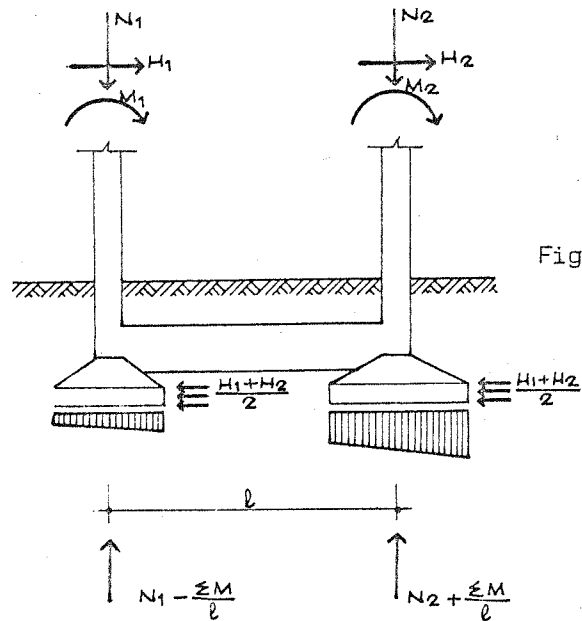


Fig. 3.5. Columnas empotradas en una viga de fundación

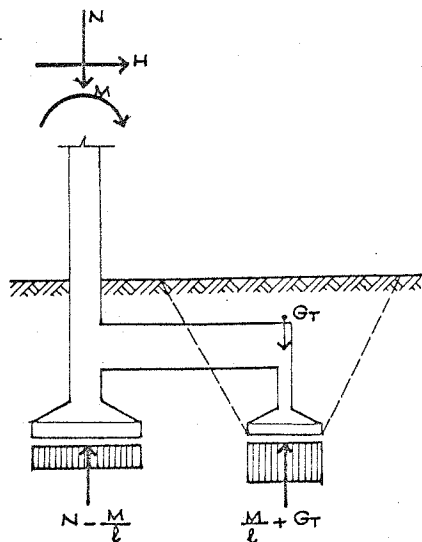


Fig. 3.6. Columna con "contrapeso"

La solución presentada en cuarto término es bien conocida para bases de columnas en medianera. Se trata de equilibrar la suma de los momentos de empotramiento de las columnas vinculadas, con un par de fuerzas verticales a desarrollar entre las bases, que se colocan lo más alejadas que sea posible. La estabilidad del conjunto exige que la resultante de las cargas de las columnas, el peso propio de la fundación y la tapada quede siempre dentro del segmento definido por los centros de las bases. La conveniencia de esta solución depende de la posibilidad de lograr estabilidad con una separación razonable entre dichos centros. No es ésta libre, sin embargo, ya que depende también del resto del edificio. Es de señalar que, en el esquema propuesto, la sección de la viga de fundación sólo depende del momento en las columnas y es independiente de la separación. Su costo depende entonces de la longitud/en forma directa. Como a medida que la longitud aumenta, las fuerzas del par referido se hacen menores, y por consiguiente las dimensiones de las bases; hay un punto de equilibrio que da la óptima distancia entre columnas, supuesto que la carga no varía (7).

La última solución es análoga a la anterior en lo conceptual. Se la adopta cuando no existen otras columnas o están tan separadas que unir las resulta excesivamente costoso. El muerto de anclaje debe diseñarse para lograr la mayor colaboración posible del peso del terreno. Las consideraciones económicas son semejantes a las ya citadas.

3.3. - MUROS

Son los elementos constructivos a los que tradicionalmente se les ha confiado la rigidización. La existencia de un número importante de ellos en las construcciones pequeñas tradicionales permitió desentenderse, hasta cierto punto, de consideraciones sobre el diseño estructural con muros, ya que el conjunto poseía una cierta homogeneidad y las solicitaciones por acción sísmica no alteraban sustancialmente las condiciones de funcionamiento para cargas estáticas.

Como ya señaláramos, en nuestra época las condiciones han cambiado. Ha disminuido la cantidad de muros disponibles para resistir la acción horizontal y han aparecido elementos divisorios no portantes aunque de rigidez elevada. Por eso se ha hecho necesario prestar gran atención al funcionamiento estructural de estos sistemas. Aunque la idea de muro va asociada a la mampostería y a la resistencia de acciones verticales, el hecho estructural es mucho más amplio.

En lo referente a materiales, a la mampostería siguió el hormigón armado y aparecen los "tabiques" (8), cuando las solicitaciones son importantes. Pero en la actualidad el plano portante puede materializarse de muchas maneras: con mampostería, hormigón armado; de espesor constante o con refuerzos en los bordes; con paneles prefabricados livianos de hormigón, aglomerados de madera, chapa metálica o plásticos; simples o compuestos (9).

Estos últimos, poco usados en la construcción de edificios, habrán de generalizarse a corto plazo, dada la tendencia a la construcción liviana. Es cierto que en zonas áridas como las del Oeste Argentino este tipo de construcción no es el más conveniente para la habitabilidad, en especial si se trata de viviendas; pero el peso reducido y las exigencias de flexibilidad funcional pueden ofrecerle un campo interesante en edificios públicos o industriales.

En cuanto al funcionamiento estructural, el muro es una verdadera estructura laminar y presenta especial aptitud para resistir acciones en su plano. El campo tensional, cuando se trata de acciones verticales uniformemente distribuidas es simple, pero se complica notablemente si hay cargas concentradas o cargas horizontales. Para éstas el muro se comporta como una ménsula vertical en la que aparecen solicitaciones por flexión y por corte. A medida que la longitud del muro aumenta en relación a su altura, las tensiones normales por flexión se hacen menos importantes que las tangenciales, deja de tener validez la hipótesis de Navier y consecuentemente el estado tensional se aparta de la ley lineal simple (10).

En los aspectos conceptuales del funcionamiento, el muro presenta problemas análogos a los de la columna empotrada en la base, con la salvedad que puede él mismo actuar como viga de fundación, siempre que se le provea el refuerzo adecuado. En general y más en construcciones bajas no habrá problemas dimensionales en el muro mismo, sino que las dificultades se presentarán en la fundación.

Las soluciones típicas son:

- Alargar la base hasta lograr que cuando menos la mitad trabaje en compresión. fig. 3.7.
- Concentrar la superficie de apoyo en los extremos del muro, usando su parte inferior como viga de fundación. fig. 3.8.
- Vincular entre sí varios muros con una viga de fundación que resista el momento de empotramiento. fig. 3.9.
- Vincular el muro a una columna o muro que soporte cargas verticales con una viga que resista el momento de empotramiento. fig. 3.10.

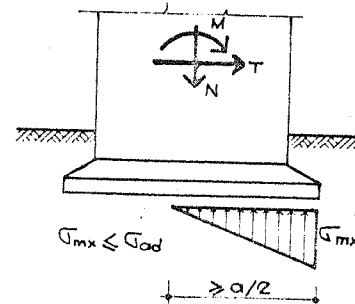


Fig. 3.7. Muro sobre base aislada

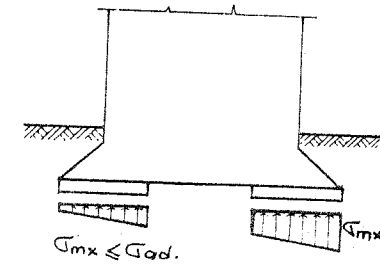


Fig. 3.8. Bases en los extremos del muro

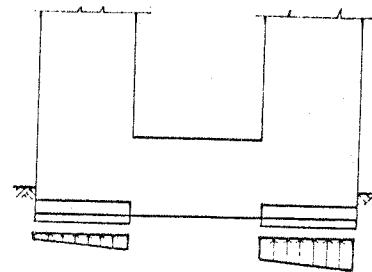


Fig. 3.9. Muros vinculados por una viga

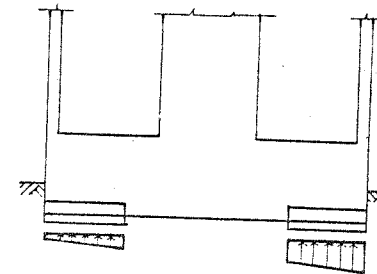


Fig. 3.10 Muro vinculado con columnas

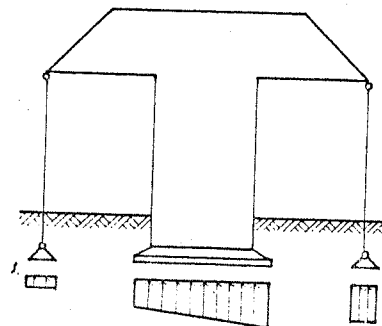


Fig. 3.11 Muro vinculado superiormente

- e) Vincular superiormente el muro a elementos capaces de resistir cargas verticales con una viga que resista el momento.

La primera solución es conveniente si las cargas verticales son suficientes como para reducir la excentricidad a límites tales que la base no resulte muy costosa. Es la solución más común en muros de mampostería, en los que las dimensiones del cimiento dadas por razones constructivas resultan muchas veces suficientes para absorber los esfuerzos (11).

Quando la acción horizontal (y consecuentemente el momento) aumenta su importancia, el tramo central del cimiento, si es continuo, trabaja poco. Conviene más concentrar entonces las bases en los extremos, solución que es corriente para los tabiques de hormigón armado. El muro deberá funcionar como viga en la zona entre ambas bases, lo que exigirá una armadura adecuada en el borde inferior, si se trata de hormigón o mampostería.

La tercera solución está fundamentalmente condicionada por la posibilidad de construir la viga. Quando la construcción tiene sótanos, es posible utilizar sus muros, en caso contrario la ejecución de una viga de fundación de dimensiones suficientes puede resultar poco económica. Análoga consideración cabe en el cuarto caso, a la que además debe agregarse la necesaria proximidad de la columna o muro adecuadamente cargados.

La última propuesta en realidad es un sistema aperticado. Su única dificultad está en lograr una viga de dimensiones suficientes y las columnas para que funcionen como puntales.

Uno de los aspectos más significativos del diseño estructural con muros es la adecuada distribución de rigideces. En efecto, así como las tensiones en el muro son más difíciles de analizar, también lo son las deformaciones. Por otra parte las deformaciones de las bases y, en su caso, de vigas de fundación, son comparables a las del muro en sí. Todo esto conduce a que sea difícil determinar con precisión la rigidez efectiva del muro. Por eso es aconsejable que la simetría estructural se logre con sistemas funcionalmente semejantes.

3.4. - TRIANGULACIONES

Quando la unión entre los planos cuyo movimiento relativo se quiere impedir se realiza por medio de mallas triangulares, los esfuerzos respectivos son directos, es decir, fuerzas axiales de compresión y de tracción en los distintos elementos. Por este motivo,

el consumo de material disminuye (12), resultando estructuras más livianas y generalmente más económicas que con los otros tipos estructurales.

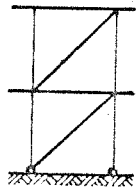
En nuestra época es posible construir triangulaciones con cualquiera de los materiales estructurales: acero, madera y hormigón armado. Naturalmente que en cada caso la tecnología y la forma de la triangulación adquiere características particulares. De todos modos, al diseñar una triangulación debemos recordar que los ángulos muy agudos en los triángulos originan esfuerzos muy grandes en las barras que los forman. Por otra parte según el material y las características de las uniones, puede convenir que el mayor número posible de barras estén solicitadas en tracción o en compresión; pero es inevitable que existan ambos esfuerzos en las distintas partes de la estructura.

Las diferentes alternativas de utilización de triangulaciones para el arriostramiento aparecen cuando se considera simultáneamente la posibilidad de transmitir los esfuerzos sísmicos mediante esfuerzos directos, es decir, sin flexión en las barras; los elementos necesarios para absorber las cargas verticales y el material estructural. Se producen variantes, además, si el esfuerzo sísmico que debe absorber la triangulación es alternativo o no (13). Hay tres casos fundamentales:

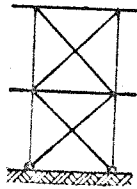
- Existen elementos estructurales que forman una malla rectangular, que se rigidiza con diagonales simples o cruzadas. fig. 3.12.
- Existen elementos verticales, que para formar una rigidización se unen por barras inclinadas. fig. 3.13.
- La construcción requiere elementos horizontales que se unen por barras inclinadas. fig. 3.14.

En todos los casos la fundación deberá estudiarse para absorber los esfuerzos combinados de las cargas verticales y horizontales. En general se resolverá con bases aisladas. La relación entre los esfuerzos producidos por la acción horizontal y los debidos a la carga vertical depende fundamentalmente de la relación entre la altura y la separación de las bases. Eventualmente la acción horizontal puede originar en el lado traccionado un esfuerzo tan grande que supere la carga vertical respectiva, en cuyo caso deberá aumentarse la carga sobre el elemento vertical (14); aumentar la separación o agregar peso a la base con la tapada o con un dado de hormigón. La última solución es la menos económica.

En lo que se refiere a las soluciones para la triangulación en sí, pueden hacerse los siguientes comentarios:



a) diagonales simples



b) diagonales cruzadas

Fig. 3.12 Triangulación de una malla rectangular

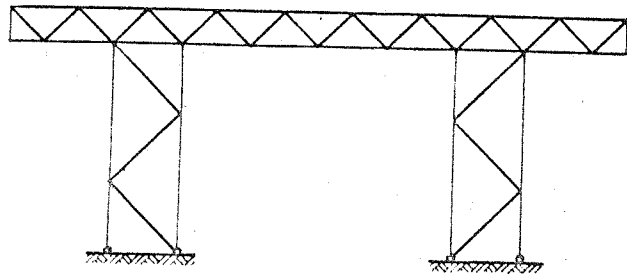


Fig. 3.13 Barras verticales trianguladas

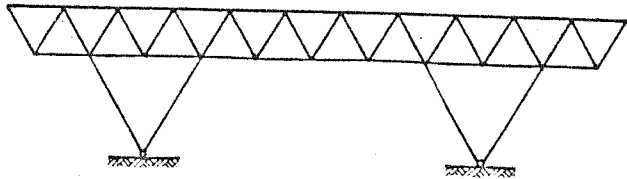


Fig. 3.14 Barras horizontales unidas por diagonales

La primera propuesta resulta ventajosa cuando la estructura del edificio está constituida por una malla rectangular de proporciones y dimensiones adecuadas: o sea parantes con una separación mayor o a lo sumo igual que la altura; de modo que las fuerzas horizontales no produzcan componentes demasiado grandes tanto en las diagonales como en las barras horizontales o verticales. fig. 3.15.

Además de las proporciones, el sistema es conveniente si las solicitaciones por las acciones horizontales no son demasiado importantes comparadas con las de cargas verticales. De otro modo, será necesario un importante aumento en las secciones y es probable que el sistema pierda economía. También este aspecto está condicionado por la relación entre altura y separación.

En general, cuando se trate de estructuras metálicas, será conveniente utilizar diagonales sólo en tracción, por los problemas de pandeo que se originarían en piezas comprimidas muy esbeltas. En construcciones tradicionales de madera, con escuadrías grandes, vendrán las diagonales comprimidas, por la sencillez de las uniones; en construcciones con tablas clavadas, serán más convenientes las diagonales en tracción. En construcciones de hormigón armado será conveniente emplear diagonales que trabajen para ambos esfuerzos, ya que sólo será necesario un adecuado anclaje de armaduras para que puedan trabajar eficientemente en tracción, permitiendo reducir el número de piezas con la economía consiguiente (15).

Quando sea preciso que una triangulación soporte ambos sentidos de la acción horizontal y las diagonales deban trabajar con esfuerzos de un sólo sentido, deberán colocarse cruzadas. fig. 3.12.

Tanto en construcciones de madera, como de mampostería u hormigón armado, es posible colocar diagonales metálicas, que en general trabajarán sólo en tracción. Es preciso entonces dar adecuada solución al anclaje, proveer una eficiente protección contra la corrosión y asegurar la puesta en tensión de las diagonales para evitar desplazamientos excesivos.

La segunda posibilidad es conveniente cuando la estructura no tiene elementos horizontales suficientemente próximos como para formar recuadros con las proporciones adecuadas. La solución propuesta permite obtener una malla suficientemente regular, con ángulos más o menos semejantes y con un mínimo de piezas. De este modo los esfuerzos en las distintas barras son comparativamente pequeños (16) fig. 3.16.

Su principal inconveniente es que cuando las acciones son alternativas, aparecen esfuerzos alternativos en todas las barras.

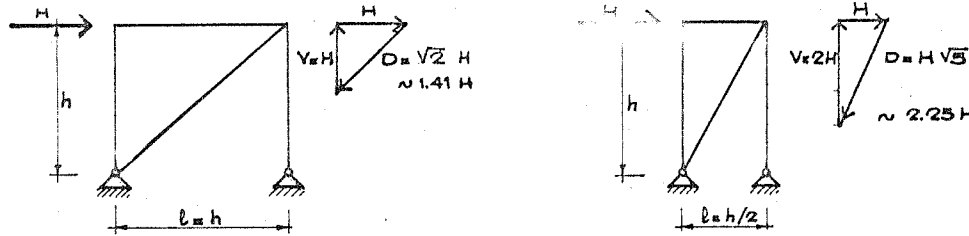


Fig. 3.15 Influencia de las proporciones de la triangulación en los esfuerzos.

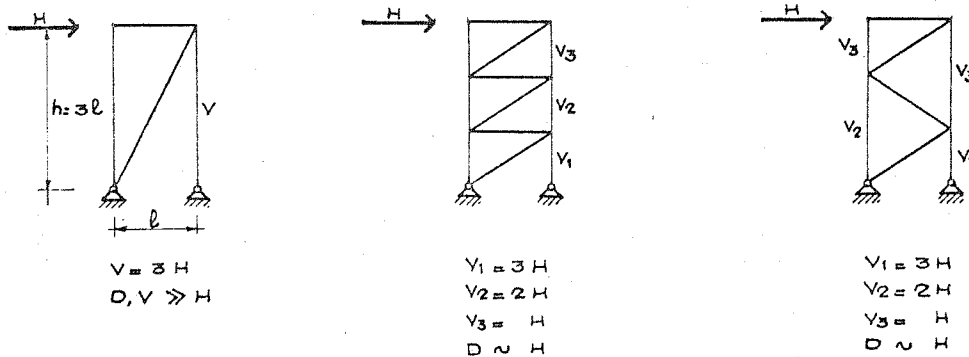


Fig. 3.16 Influencia de la forma de la malla en los esfuerzos



Fig. 3.17 Pórticos con soportes triangulados

El tercer caso es conveniente cuando no hay condicionamiento respecto de la posición de los apoyos para cargas verticales y las fuerzas horizontales del elemento en cuestión son tan importantes por su frecuencia o intensidad que justifican inclinar los soportes (17). En todo caso la inclinación debe ser suficientemente pequeña como para que las fuerzas debidas a las cargas verticales no aumenten excesivamente (usualmente hasta 40°) (18). Este sistema permite combinaciones de soportes triangulados con vigas de rigidez y resistencias adecuadas, formando sistemas aporticados. fig. 3.17.

3.5. - PORTICOS

Si la construcción requiere un sistema estructural de vigas y columnas, es posible lograr su rigidización transversal haciendo rígidas las uniones (19). De este modo aparecen flexiones en las vigas y columnas del sistema por la acción de las cargas, tanto verticales como horizontales.

En general los sistemas aporticados son más difíciles de analizar y las uniones son más complejas que las de los sistemas articulados; por eso su desarrollo es el más reciente y ha ocurrido cuando la tecnología y la teoría de estructuras progresaron suficientemente como para posibilitar su análisis y construcción. En realidad el pórtico, como hecho estructural conciente, nace con el hormigón armado, por la continuidad constructiva intrínseca del material

En las construcciones que estamos estudiando pueden utilizarse pórticos de hormigón armado, acero y menos frecuentemente otros metales o madera. Las particularidades constructivas del material son decisivas para el diseño ya que condicionan las posibilidades de unión.

El hormigón armado, moldeado en una masa continua, es el material que permite lograr uniones rígidas de la manera más natural, con la única condición de colocar adecuadamente las armaduras necesarias.

El acero puede unirse de una manera sencilla por soldadura o por bulones de alta resistencia; la continuidad puede asegurarse sin mayores dificultades con un adecuado diseño y dimensionamiento de la unión y sus elementos.

Los otros metales, de los cuales el más importante es el aluminio, tienen posibilidades restringidas por las dificultades para lograr uniones rígidas de resistencia suficientemente sencillas

y económicas.

En cuanto a la madera, si bien en otras actividades se utilizan frecuentemente sistemas con uniones rígidas que funcionan como pórticos, en el caso de la construcción de edificios no se ha extendido suficientemente su uso. El desarrollo y mejor conocimiento del funcionamiento de las uniones con clavos y con colas permite suponer una mayor utilización de la madera en este tipo de estructuras (20).

Desde el punto de vista de las acciones sísmicas es preferible que la estructura tenga el mayor grado de hiperestaticidad posible. Sin embargo, cuando la probable influencia de asentamientos diferenciales de apoyos o de deformaciones térmicas sea importante, deberemos revisar aquel criterio y aún llegar a estructuras isostáticas. En todo caso, dentro del tema de los edificios bajos, las articulaciones serán generalmente rótulas plásticas -rótulas Freyssinet- cuya construcción es más simple.

Estamos estudiando edificios bajos, en los que se presentarán pórticos de uno o dos pisos, con uno o varios tramos y podrán, a su vez, tener o no articulaciones. La acción sísmica estará aplicada en los nudos a la altura de las vigas (21); en consecuencia los momentos flectores tendrán variación lineal continua a lo largo de las piezas, con máximos en los nudos. En cambio, las cargas verticales estarán generalmente distribuidas en los dinteles, produciendo en ellos variaciones parabólicas y lineales en las columnas.

Si tratamos de ordenar las soluciones más frecuentes, tenemos: fig. 3.18

- . a pórticos de un tramo isostáticos.
- . b pórticos de un tramo articulados en el pié.
- . c pórticos de un tramo totalmente rígidos
- . d pórticos de varios tramos con los apoyos intermedios articulados
- . e pórticos de varios tramos totalmente rígidos.

En los casos (d) y (e) podrán aparecer o no articulaciones en los vínculos a tierra, lo que dependerá fundamentalmente de las condiciones de fundación y lo discutiremos más adelante.

En estructuras como éstas, cuyo trabajo predominante es la flexión, los conceptos enunciados de economía funcional y economía intrínseca adquieren mayor importancia que para otras tipologías. El aspecto más significativo a comparar es la distribución de momen

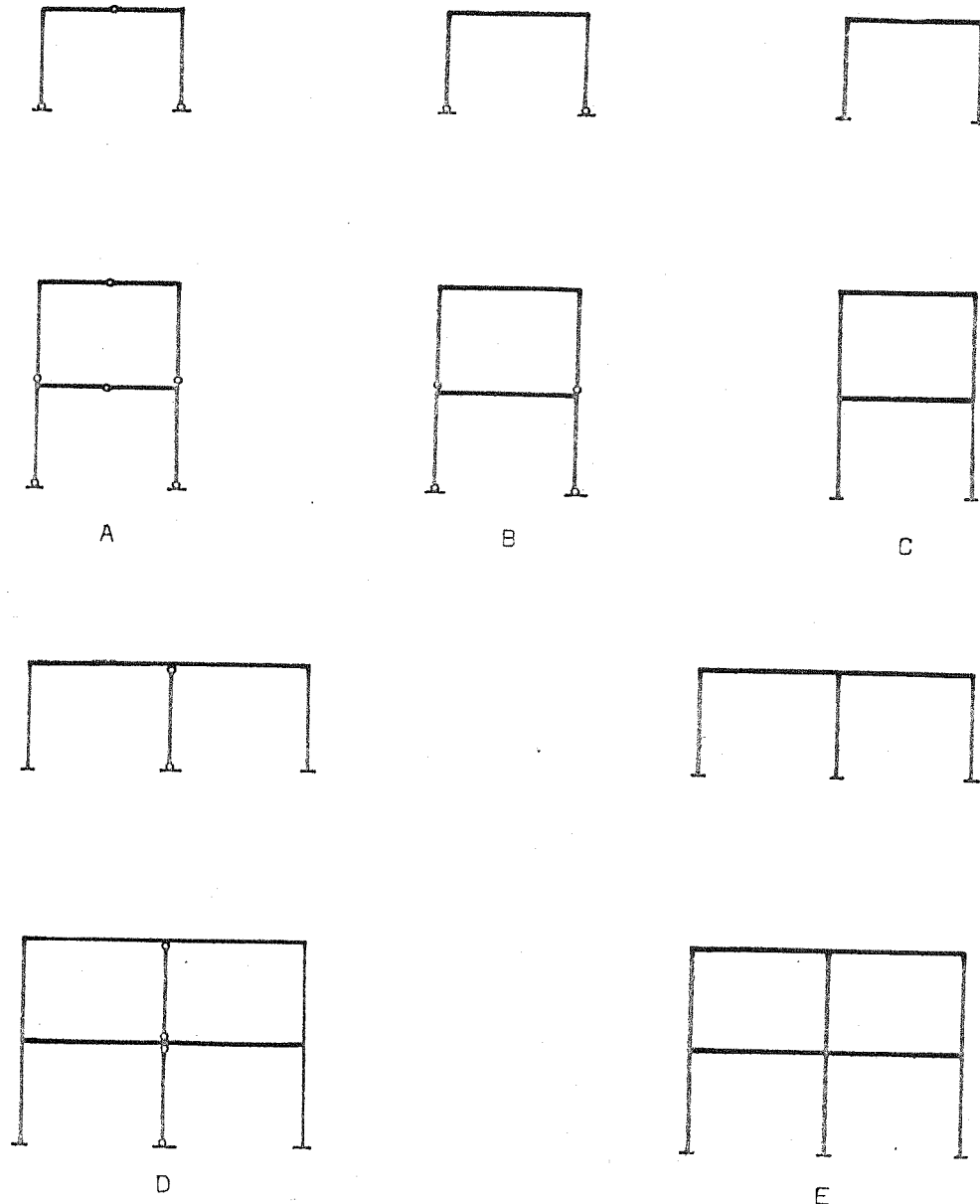


Fig. 3.18 Tipos de pórticos comunes en edificios bajos

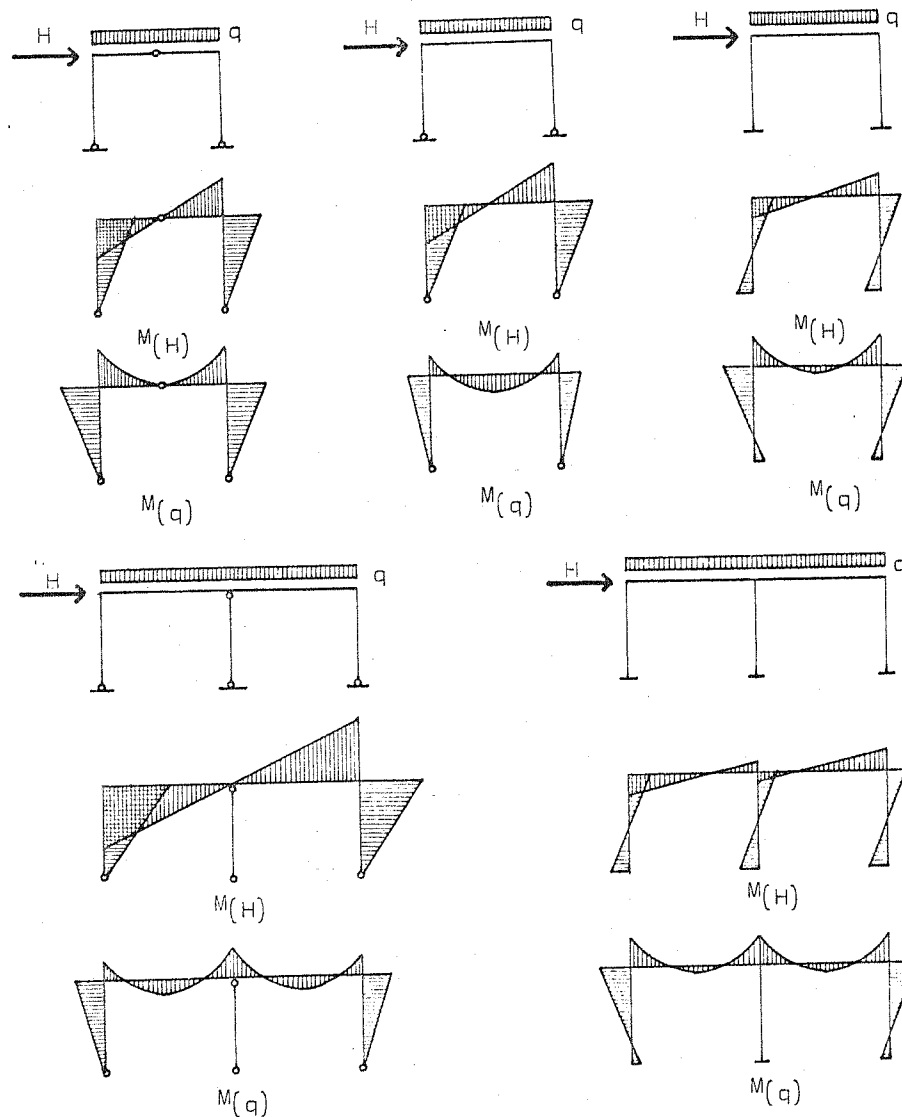


Fig. 3.19 Solicitaciones producidas en los pórticos de la fig.3.18 por las acciones horizontales y verticales

tos entre las distintas secciones. Estudiemos entonces los diagramas de momentos típicos para cargas horizontales y verticales, correspondientes a pórticos de un piso. Los sistemas de varios pisos de principio análogo tienen un comportamiento semejante. fig. 3.19.

En todos los casos es fácil ver que para una dada relación entre la carga horizontal y la carga vertical, la relación entre las solicitaciones producidas por cada una de ellas es función directa de la relación luz: altura (22). Como interesa disminuir la importancia de las solicitaciones sísmicas, serán convenientes relaciones l/h grandes. Naturalmente que al crecer la luz, la estructura se encarece por las cargas verticales, lo que indica que hay un límite óptimo para esa relación, que depende de la relación entre carga horizontal y vertical y de la configuración de la estructura (23).

Varios son los puntos de vista para comparar estas soluciones y formular criterios de conveniencia: la necesidad de construcciones isostáticas, las posibilidades del suelo de fundación, la rigidez estructural y la economía. Veamos primero los sistemas de un tramo:

El tipo A, isostático, tiene claras ventajas para acciones tales como variaciones uniformes de temperatura o asentamientos de apoyos, que no lo afectan. En este aspecto, el tipo B se encuentra en una situación intermedia y el tipo C es el más afectado por ser, a igualdad de dimensiones, el más rígido.

En lo que respecta a las fundaciones, el Tipo A es el que menor compromiso les impone y el tipo C, al transmitir momentos importantes, es poco indicado si las condiciones del terreno son pobres.

En lo que se refiere a desplazamientos y deformaciones de la estructura, la relación es inversa. El tipo C es el menos deformable y el A es el más flexible, quedando el tipo B en situación intermedia. Esto implica que construcciones con apertamientos del tipo A tendrán períodos propios mayores que las construcciones del tipo B y éstas que las del C (24).

Si analizamos la economía funcional resulta evidente, por comparación de los diagramas, que el tipo A es conveniente si las cargas horizontales son predominantes; pues en él las cargas verticales producen las mayores solicitaciones, iguales a las de la viga simplemente apoyada. El tipo B, por el contrario, representa la situación opuesta, ya que la solicitación por carga vertical se reduce en un porcentaje variable con las rigideces relativas de las piezas, que es aproximadamente la mitad. El tipo C, en el que la solicitación horizontal sufre una fuerte reducción, y aumenta un poco la solicita

ción en los nudos por la carga vertical, está en situación intermedia.

Si ahora consideramos la economía intrínseca debemos distinguir dos situaciones según sea o no aplicable el principio de concentración. Cuando las secciones pueden aumentar libremente sus dimensiones, la solución más conveniente es A, le sigue C y en último término B. La economía es máxima cuando las piezas son de sección variable. Pero si las secciones están limitadas, o a veces cuando deben ser constantes, la solución más lógica es C, luego sigue B y finalmente A.

Los pórticos de varios tramos merecen consideraciones semejantes, de las que interesa destacar:

La rigidez crece, a igualdad de dimensiones, al aumentar el grado de hiperestaticidad. El tipo E es más rígido que el D. Por consiguiente tendrá un período propio menor, menores deformaciones y será más sensible a las variaciones de temperatura o asientos de apoyos.

Desde el punto de vista de la economía funcional, el tipo E será generalmente más conveniente, ya que las solicitaciones por carga horizontales disminuyen en proporción al número de columnas. Las columnas interiores deben trabajar en flexión, cosa que no sucede para las cargas verticales, pero en el conjunto de las piezas hay una disminución importante de las solicitaciones por carga sísmica en la mayoría de ellas.

En cuanto a la economía intrínseca, el tipo D es más económico si las dimensiones de las secciones son libres; en caso contrario es más conveniente E.

Comparando ahora los sistemas de uno y de varios tramos entre sí, puede concluirse que si las cargas horizontales son predominantes es conveniente utilizar pórticos de un solo tramo y a la inversa, cuando predominan las cargas verticales.

3.6. - LA CONSTRUCCION COMO CONJUNTO

En los apartados anteriores se expusieron las distintas tipologías que pueden utilizarse para el arriostramiento. Con las mismas se pueden materializar planos rígidos. Interesa ahora plantear la rigidización de la construcción como un conjunto tridimensional resistente a fuerzas en cualquier dirección del espacio y hueco

por necesidades funcionales, es decir, definiendo un ámbito habitable.

Analizaremos primero la resistencia a fuerzas en cualquier dirección. Desde el punto de vista de la acción sísmica, importan especialmente las acciones horizontales (25). Dada una acción horizontal, es posible colocar un plano vertical para resistirla. fig. 3.20. El equilibrio exige que la línea de acción de la fuerza (a) sea coplanar con el elemento resistente (1). Las acciones perpendiculares (b) al plano (1) no pueden resistirse con él, por lo que es necesario un segundo plano (2). Con este mecanismo puede resistirse cualquier acción que pase por el eje de intersección de ambos planos.

Cuando las acciones no pasan por el mismo, hace falta un tercer plano, como mínimo, fig. 3-21. Con este sistema es ya posible resistir también torsiones. Así podrían tomarse fuerzas en cualquier dirección y en cualquier ubicación, salvo que X, X' y X'' no son coplanares. Esto nos exige un segundo análisis: la transmisión efectiva de los esfuerzos y la acción conjunta de los distintos mecanismos del sistema.

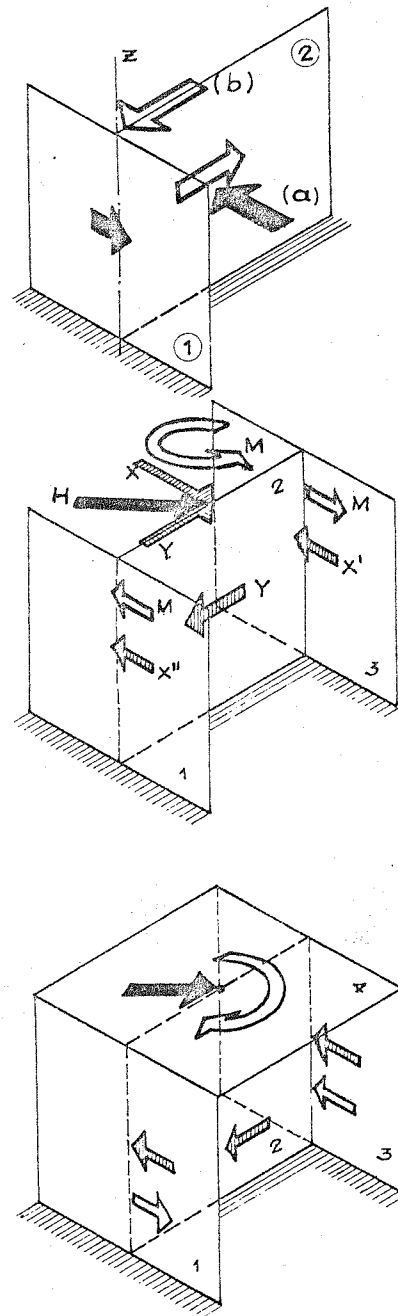
Es necesario un cuarto plano de resistencia, horizontal y al nivel de aplicación de las fuerzas. Este plano tiene la misión de vincular los planos verticales, distribuyendo las cargas y haciendo los trabajar en conjunto. En realidad, éste debe considerarse el sistema mínimo de resistencia (26).

La ubicación en planta de los planos verticales tiene mucha importancia. Las fuerzas horizontales estarán aplicadas en el centro de gravedad de la construcción. Cuando el centro de rigidez (27) coincide con el centro de gravedad, los elementos resistentes soportan esfuerzos en proporción a sus rigideces relativas y los extremos de los mismos sólo experimentan traslaciones. Cuando no coinciden, se origina un par de torsión que es resistido por la redistribución de esfuerzos que la rotación de la estructura ocasiona.

Los esquemas muestran la relación entre los elementos verticales de rigidización y la ubicación relativa de los centros de masa y de rigidez en una planta dada. fig. 3.22.

Los extremos superiores de los elementos pueden estar conectados de muy diversa manera.

Evidentemente la solución ideal es que el plano horizontal sea suficientemente rígido y resistente como para transmitir los esfuerzos a los verticales, con deformaciones propias considerable-



a) Un sistema de dos planos permite resistir fuerzas horizontales en cualquier dirección, siempre que pase por el eje de intersección

b) Para resistir fuerzas horizontales en cualquier posición son necesarios tres planos

Fig. 3.20 Sistema mínimo de planos verticales para resistir acciones horizontales

Fig. 3.21 Sistema mínimo de resistencia

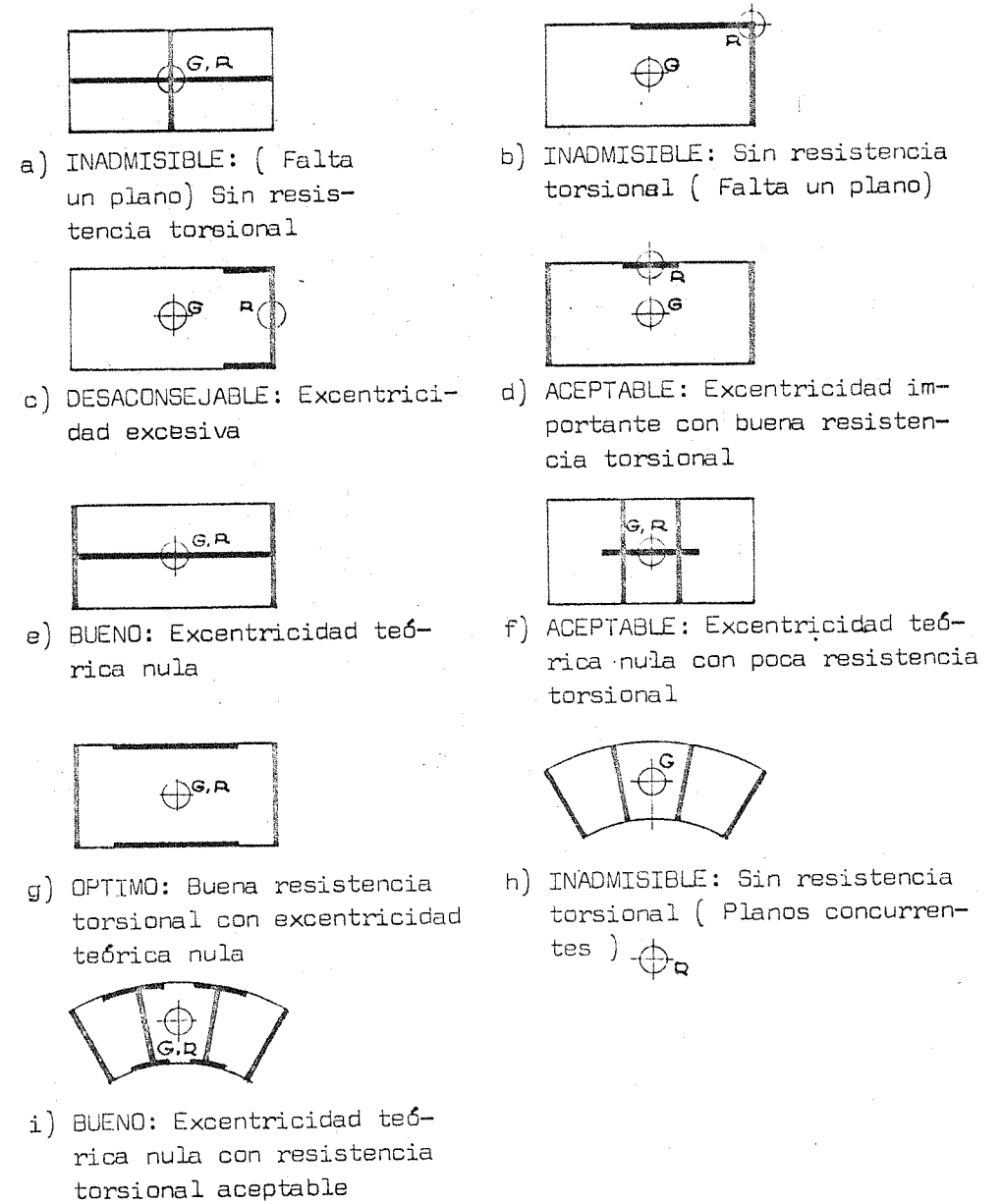


Fig. 3.22 Influencia de la posición relativa de los planos verticales (G: Centro de masa ; R: Centro de rigidez)

mente menores que las de éstos. Para eso se puede utilizar cualquiera de las tipologías ya estudiadas. En las construcciones pequeñas la solución más eficaz con techos pesados resulta la losa monolítica de hormigón armado maciza o aligerada, y en el caso de techos livianos, la triangulación (28).

Cuando sólo están conectados por barras articuladas (29) fig 3.23 se impone igualdad de desplazamientos a los elementos conectados, pero no es posible distribuir los esfuerzos en sentido perpendicular al de las barras. Esto puede obligar a que los elementos verticales tengan, por sí mismos, resistencia en las dos direcciones. La distribución de los esfuerzos ya no dependerá de la rigidez de los elementos verticales sino que cada uno los resistirá en función de su "área de influencia" (30), que en cada caso deberá estudiarse.

Los elementos verticales, a su vez, recibirán acciones perpendiculares a su plano debidas al propio peso. Para resistirlas podrán empotrarse en la base o apoyarlos además en otros planos verticales y en el plano horizontal superior. Esta acción es muy importante en el caso de muros aún cuando se trate de cerramientos no estructurales. Algunas condiciones de vinculación están ejemplificadas en la figura 3.24. (31).

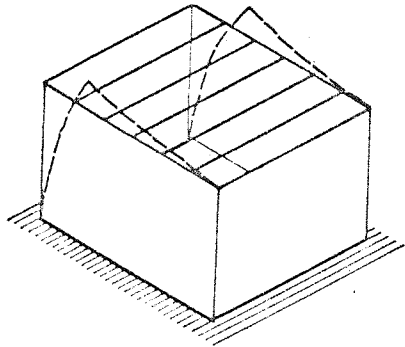


Fig. 3.23 Vinculación entre los planos verticales debida a "techos no rígidos"

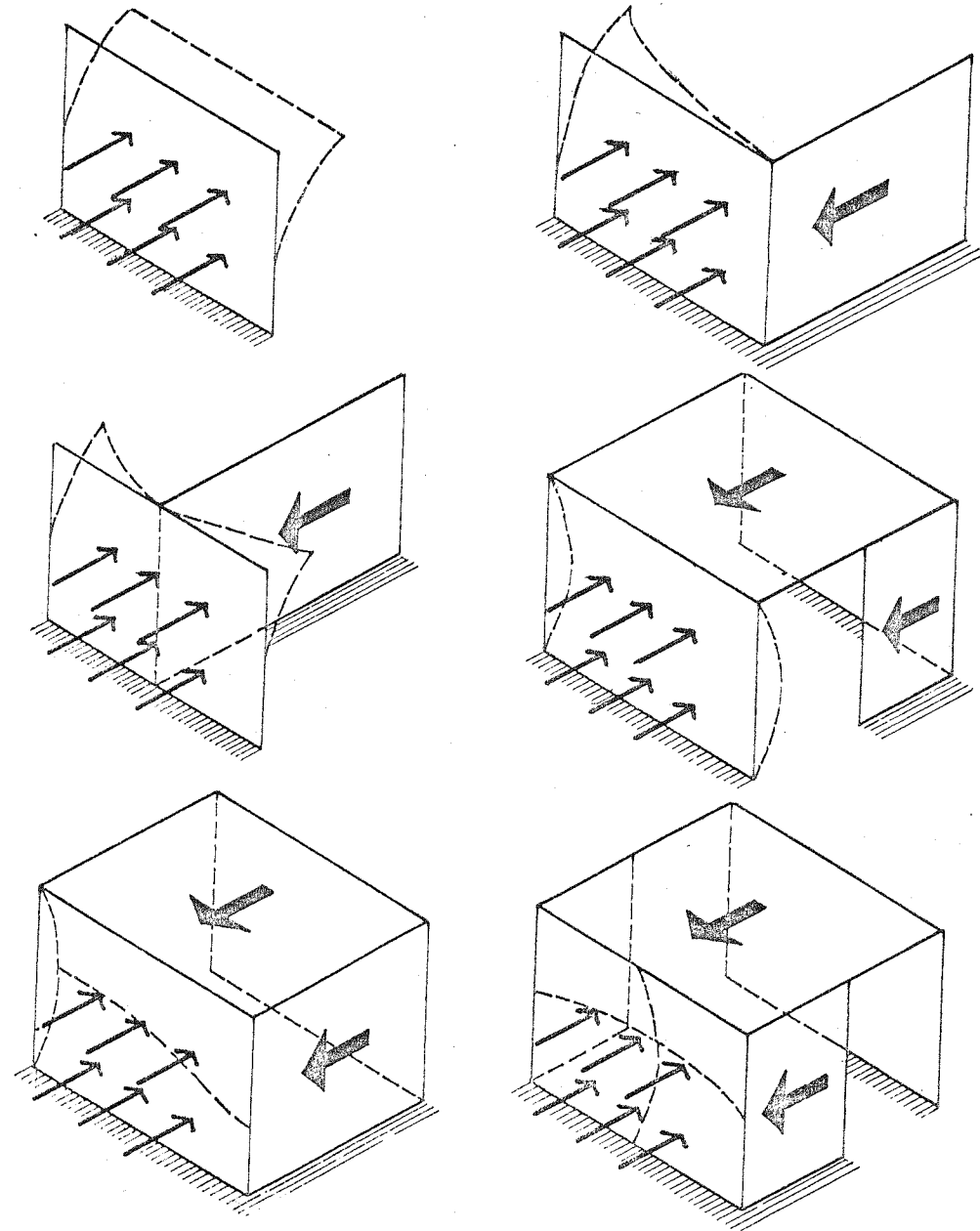


Fig. 3.24 Condiciones de vinculación de los planos verticales

NOTAS

- (1) La amplitud máxima, en suelos compactos, del terremoto de Tokio de 1923 fue 4,43 cm., a lo que habría que sumar los efectos amplificadores de la vibración del edificio. En terrenos menos favorables las amplitudes son mucho mayores.
- (2) El terreno no presenta un período propio de vibración, sino bandas de períodos dominantes, que definen la "zona peligrosa". La idea se amplía en el Apéndice 1.
- (3) El peso propio de la estructura representa más del 60 %; las losas, solamente, más del 30 %. A esto se debe agregar muros no portantes, revestimientos, etc.
- (4) Definiremos estos conceptos en el Apéndice 5. "El proceso de diseño".
- (5) Barras sometidas a esfuerzos axiales, como en las triangulaciones o en los arcos; barras flexionadas, como en las vigas y pórticos; láminas con esfuerzos en su plano, como en los muros
- (6) Que los reglamentos imponen por razones constructivas, de durabilidad, etc.
- (7) Análogo razonamiento puede seguirse si la carga varía con la separación.
- (8) En el Oeste Argentino se llama así a un muro de hormigón armado, de espesor relativamente reducido y utilizado para soportar cargas horizontales y/o verticales.
- (9) El panel puede tener una estructura interna celular, producto de una tecnología que la industria del transporte en general y la aeronáutica en particular han desarrollado extensamente. Es el caso de los paneles de recubrimiento portante ("stressed skin") como las puertas placas o el cartón corrugado de empaquetar.
- (10) El análisis tensional es mucho más complicado, pero afortunadamente pocas veces son significativos los esfuerzos de compresión; aunque el estudio de las tracciones es vital para la seguridad de la construcción. En esos casos se puede emplear criterios simplificados para el dimensionamiento de la armadura.
- (11) No obstante, siempre debe hacerse la respectiva verificación.
- (12) Aunque la construcción se complica.
- (13) El caso más frecuente es que cada sistema absorba la parte de esfuerzo que le corresponda en ambos sentidos, pero en algunas ocasiones puede ser más conveniente utilizar sistemas distintos para cada sentido de la acción.
- (14) Modificando el diseño, con lo cual mejora también la economía funcional.
- (15) Las escaleras, salvo especiales disposiciones constructivas, trabajan como diagonales en un esqueleto de hormigón armado.
- (16) El problema de recuadros altos y angostos puede resolverse con travesaños y diagonales; pero el número de piezas es mayor. fig. 3.16 (b).
- (17) Un ejemplo de esta disposición es el edificio de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo de la Universidad de Mendoza.
- (18) Con esta inclinación la fuerza en el soporte debida a la carga vertical es 20 % mayor que ésta.
- (19) La mayor parte de las soluciones constructivas para las uniones tienen cierta rigidez que produce un efecto de pórtico, aunque en los sistemas articulados no es decisiva para su estabilidad.
- (20) Esta tecnología ha evolucionado suficientemente en la industria de los muebles, en la aeronáutica y en la naviera; pero la escasez de madera en nuestro país limita sus posibilidades desde el punto de vista económico.
- (21) Pueden darse excepcionalmente pórticos en los que un entrepiso sin rigidez esté a mitad de altura.
- (22) Para un valor $C = \frac{H}{q.l} = \text{cte.}$ es: $M_q = \alpha q l^2$ y $M_H = \beta . H . h$
 α y β
son constantes que dependen de las rigideces y los vínculos.
Entonces $\frac{M_q}{M_H} = \frac{\alpha q l^2}{\beta C . q l . h} = \frac{\alpha}{\beta C} \cdot \frac{l}{h}$

- (23) No siempre es libre, de todos modos, por los condicionamientos de tipo funcional.
- (24) Esta consideración, relacionada con las condiciones del suelo y el tipo de cerramiento, puede ser decisiva para la elección.
- (25) Las acciones verticales tendrán importancia para la estabilidad de esos planos y para el logro de una razonable economía funcional, pero por el momento nos desentendemos de ellas.
- (26) Una excepción aparente la constituyen aquellas construcciones en que los muros deben resistir acciones perpendiculares a su plano. Sin embargo, no debe olvidarse que el muro (y cualquier elemento) tiene resistencia en esa dirección y por consiguiente configura en ella otro plano resistente, aunque mucho menos eficiente que el plano del muro.
- (27) La definición analítica del centro de rigidez se puede consultar en el capítulo 6, apartado 6.1. Desde un punto de vista conceptual, el centro de rigidez es el punto en que, si se aplica una fuerza al edificio, sólo se producen traslaciones, y si se aplica un par, el edificio gira a su alrededor. Dado que la resultante de la acción sísmica está aplicada en el centro de gravedad de la construcción, es evidente que se producen torsiones si éste no coincide con el centro de rigidez.
- (28) Sobre este punto se volverá en el capítulo 4, disposiciones constructivas.
- (29) El caso de correas sin diagonales.
- (30) El techo siempre tiene alguna rigidez.
- (31) Las disposiciones constructivas típicas para muros de mampostería (portantes o tabiquería de relleno) se detallan en el capítulo 5, apartado 5.2.

CAPITULO IV

EL DISEÑO CONSTRUCTIVO: LA MATERIALIZACION DE LAS ESTRUCTURAS

El diseño constructivo y el diseño estructural están íntimamente relacionados; y ambos forman parte inseparable del diseño del edificio como conjunto. Por eso una visión completa del hecho estructural debe incluir las posibilidades de materialización de las soluciones propuestas, habida cuenta de los materiales en uso y su tecnología. Este es el tema del presente capítulo, que de ese modo completa la definición del cuadro presentado en el anterior.

Vamos a estudiar las soluciones más corrientes para cada una de las tipologías en los materiales comúnmente utilizados: mampostería, hormigón simple o armado, madera y acero. En algunos casos trataremos de mostrar las posibilidades de soluciones no tradicionales. Las fundaciones han sido presentadas siempre en hormigón, porque ese es el material más apto en el caso de las zonas sísmicas de nuestro país.

4.1. - COLUMNAS EMPOTRADAS EN LA BASE

Las columnas empotradas en la base utilizadas como sistemas de arriostramiento, funcionan casi siempre en flexión dominante. En consecuencia no pueden utilizarse para ellos mampostería u hormigón simple (1), aún cuando pueda emplearse pilares de mampostería, siempre que sean armados, para resistir cargas verticales. Quedan entonces como alternativas para esta tipología el hormigón armado, la madera y el acero. Ya hemos señalado que la materialización del empotramiento es el problema crítico. Por eso vamos a atender a las soluciones constructivas que permiten lograrlo, dando por supuesto que tanto la columna como la base están correctamente dimensionadas para resistir las sollicitaciones.

COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO

Quando se utilizan columnas de hormigón armado, es necesario cuidar la transmisión de las tracciones a la base.

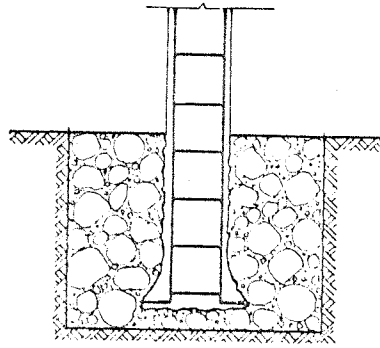
La columna puede descansar en un cimiento de hormigón simple (2), fig. 4.1. (a), de altura suficiente para que las tracciones en el dado no excedan la resistencia del hormigón. En ese caso las armaduras deben llegar hasta el fondo del cimiento. Esta solución es muy apropiada para el caso de cargas pequeñas, en viviendas. El dado puede construirse en hormigón ciclópeo (3), pero en el volumen que encierran las armaduras debe utilizarse hormigón con agregado de dimensiones normales.

Quando el dado se moldea antes de colocar las armaduras de la columna hay que dimensionar adecuadamente el espesor de las paredes del cajón así formado para evitar que se produzcan tensiones de tracción excesivas. Eventualmente el dado deberá ser armado con espirales o zunchos que rodeen el agujero. Esta solución es frecuente para construcciones con columnas premoldeadas o postes de hormigón, en cuyo caso se la encastra en el agujero y luego se llena la junta con mortero de cemento, fig. 4.1. (b). El hueco debe ser suficiente como para permitir alineación y aplomado de la columna; así como el correcto llenado de la junta.

También puede construirse una losa de fundación, fig. 4.1. (c) en la que debemos lograr continuidad de las armaduras de la losa y la columna, superponiéndolas cuando menos la longitud de anclaje (l_a). Pero además es necesario estudiar la concentración de tensiones que produce el cambio brusco de sección. Si la columna tiene compresión dominante, basta verificar la seguridad al punzonado de la base; pero cuando la flexión es dominante debemos asegurarnos que los esfuerzos son efectivamente transferidos de la columna (sección 1) a la base (sección 2). La segunda, generalmente mucho más ancha pero de menor altura, tiene una resistencia global a flexión mayor que la primera, pero habrá de lograrse que todo el ancho colabore colocando armaduras transversales adecuadas o un nervio de transición. Si el peso de la base y de la tapada colaboran en la estabilidad del sistema, la base debe tener una armadura superior suficiente.

La pantalla vertical indicada en la fig. 4.1. (d) presenta los mismos problemas de continuidad de armaduras y secciones que la base clásica. Generalmente se la resuelve con una armadura de cerros o estribos horizontales y verticales, que de ese modo forman mallas en las caras de la pantalla. Las armaduras de la columna deben prolongarse hasta el fondo de la base.

En cualquiera de las soluciones el estribado de la columna debe llegar hasta el extremo de sus armaduras y éstas no deben separarse más de 10 cm del fondo de la fundación. Las armaduras de las bases necesitan protección suficiente, para eso es recomendable un recubrimiento mínimo de 5 cm.



a) Dado de hormigón simple

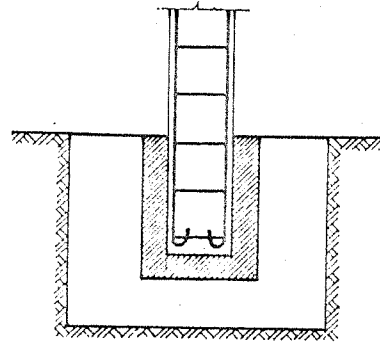
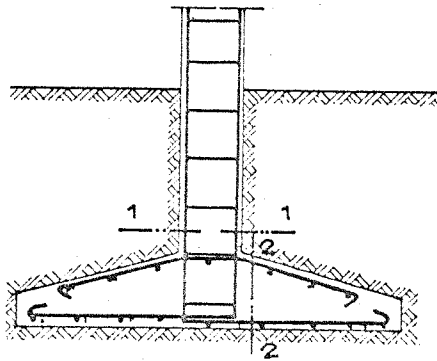
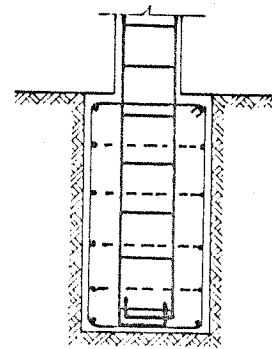
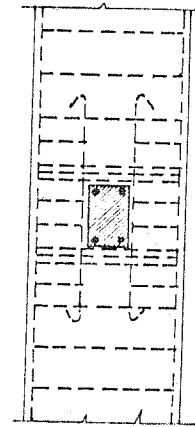
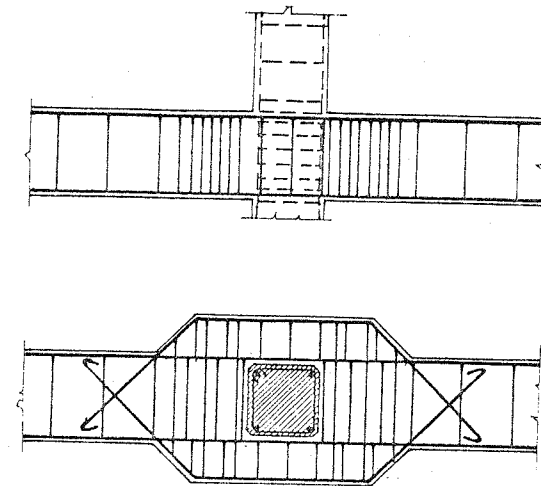
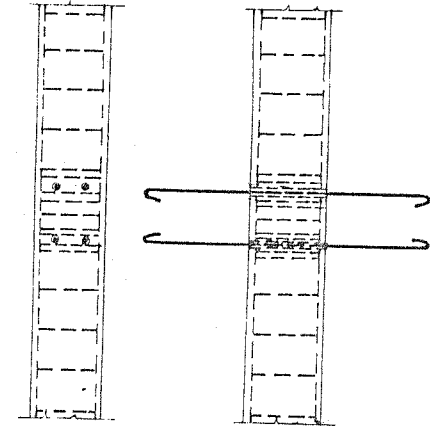
b) Dado para columna premo-
deadac) Base común de hormigón
armadoc) Pantalla vertical de
hormigón armado

Fig. 4.1. Columnas empotradas en la base

a) Perforaciones en la columna para alojar el encadenado comple-
to o sus armadurasb) Insertos metálicos
para soldar las ar-
maduras

c) Collar en el encadenado

Fig. 4.2 Soluciones para los encadenados en columnas premo-
deadas

Las fundaciones armadas pueden adaptarse al empleo de columnas premoldeadas, dejando dados como el indicado en 4.1. (b), que serían entonces armados. Valen en ese caso las mismas consideraciones.

Las columnas premoldeadas plantean, además, el problema de los encadenados de fundación, (F en las figuras); para los que pueden proponerse varias alternativas: fig. 4.2.

Dejar huecos que permitan el paso del encadenado completo, en columnas de grandes dimensiones, o de las barras, en columnas pequeñas.

Dejar chicotes en la columna, que luego permitan empalmar el encadenado. Esto complica el moldeo de la columna y crea empalmes, potencialmente débiles y siempre costosos.

Dejar insertos metálicos a los que luego puedan soldarse las barras del encadenado, aunque se complica la construcción en obra.

Rodear la columna con los encadenados, formando un collar.

COLUMNAS DE MADERA

La figura 4.3. muestra algunas soluciones para el caso de columnas de madera.

La primera es comúnmente usada en estructuras provisionales, pues es la más simple; aunque tiene el inconveniente de aproximar la madera al suelo, con el consiguiente perjuicio para su durabilidad. El encadenado de fundaciones se construye en hormigón armado cuando el piso es de albañilería (F1); o de madera (F2) si la construcción es enteramente de ese material.

La fig. 4.3. (b) muestra una solución aconsejable cuando se trata de una construcción permanente, totalmente de madera; y debe tener el piso separado del terreno. El encadenado de fundación (F) se ejecuta también de madera; y la técnica constructiva de carpintería es propia de la construcción en sitio.

Las soluciones indicadas en 4.3. (c) y 4.3. (d) son apropiadas para las construcciones prefabricadas, en un caso con encadenado de hormigón y en el otro, de madera. Los herrajes de fijación - chapas y placas de asiento - y la unión con la columna deben dise-

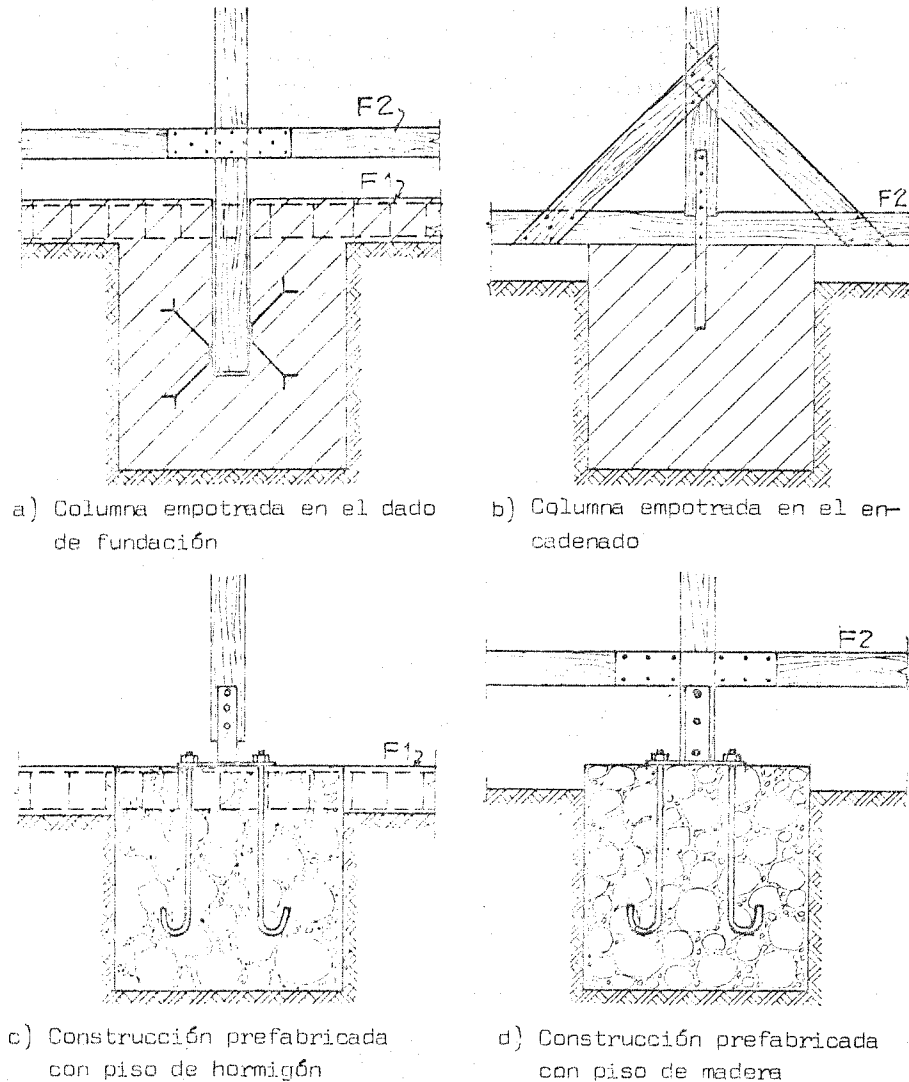


Fig. 4.3 Columnas de madera empotradas en la base

ñarse y dimensionarse para resistir el momento de empotramiento.

En cualquier caso es aconsejable que la columna sea de madera dura o semidura ($\gamma \geq 0,8 \text{ t/m}^3$); y siempre debe dársele un tratamiento protector adecuado (4). También pueden construirse previamente los dados, dejando los agujeros para los elementos de fijación.

Pocas veces será necesario recurrir a bases armadas, porque en nuestro medio las construcciones de madera son generalmente pequeñas, pero puede darse el caso. Normalmente los dados de apoyo se dimensionan en función de los esfuerzos de arrancamiento producidos por acción eólica; y debe cuidarse en la columna y sus fijaciones el detalle para transmitir eficazmente esas tracciones.

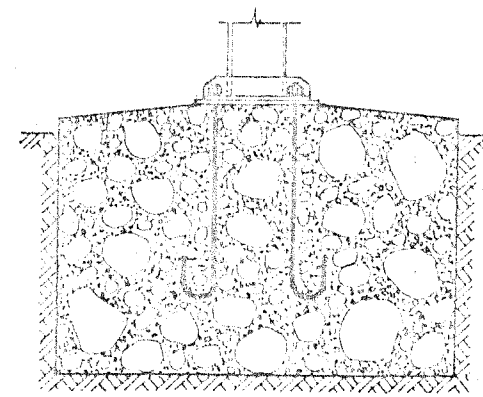
COLUMNAS METÁLICAS

Las soluciones más frecuentes para columnas metálicas se muestran en la fig. 4.4. La mayoría de las estructuras metálicas son desmontables, o en todo caso, por razones constructivas es mejor separar completamente la obra de hormigón y albañilería; por eso son preferibles las soluciones (a) y (b). La indicada en 4.4: (c) sólo se aplica a columnas aisladas o a partes metálicas de importancia relativamente reducida dentro de una construcción mixta.

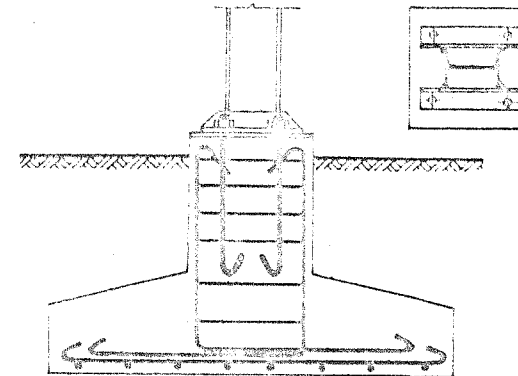
Las bases pueden ser dados de hormigón simple o bases armadas en este último caso es conveniente prolongar un fuste de hormigón hasta superar la superficie del terreno. Nótese bien entonces la armadura del fuste y especialmente sus estribos.

Para el dimensionamiento del dado son válidas las consideraciones que ya hemos expuesto acerca de la transmisión de esfuerzos de tracción y de las concentraciones de tensiones. Además deben estudiarse las placas de apoyo y sus elementos rigidizadores, proporcionándoles un diseño adecuado para transmitir las flexiones sin deformaciones apreciables.

Los pernos de anclaje deben tener una longitud suficiente tomando todas las precauciones necesarias para una transmisión efectiva de los esfuerzos de tracción a la fundación, especialmente cuando se los aloja en agujeros de una base hormigonada antes del montaje, fig. 4.5. Es aconsejable hacer el agujero cónico, aunque el molde se complica porque debe hacerse por partes. También pueden utilizarse morteros o morteros con resinas sintéticas, que permiten una mayor adherencia con el hormigón endurecido y no tienen retracción luego del fragüe. Otra posibilidad es dejar una camisa

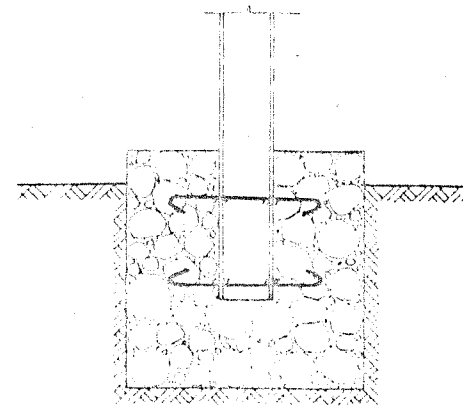


a) Empotramiento en un dado de hormigón simple



Rigidización de la placa de asiento

b) Empotramiento en una base de hormigón armado



c) Columna hormigonada dentro del dado de fundación

Fig. 4.4 Columnas metálicas

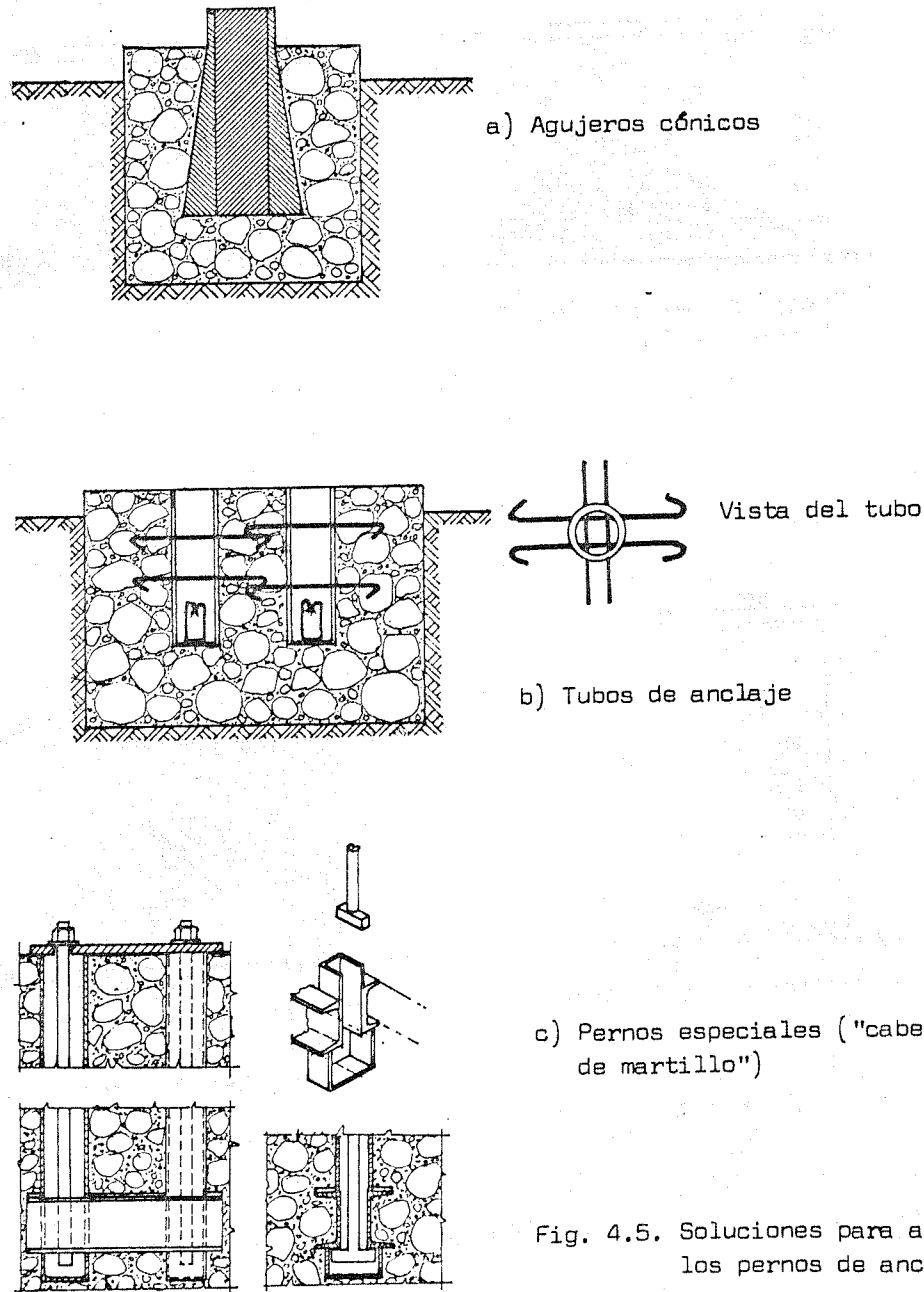


Fig. 4.5. Soluciones para alojar los pernos de anclaje

metálica, con elementos interiores de anclaje (redondos atravesados y soldados, por ej.), perdida en el dado de hormigón.

Es siempre muy importante estudiar la protección de la estructura metálica contra la corrosión. La humedad del suelo puede afectar los pernos de anclaje y en general toda la sección de empotramiento. Un adecuado diseño de la misma, sobre elevándola respecto del piso adyacente y dándose pendiente a la cara superior contribuyen eficazmente a disminuir el riesgo. Siempre deberán asentarse las placas de base colocando una capa delgada de mortero fino para nivelación, que llene totalmente el espacio bajo la placa, haciéndolo estanco. Los pernos deben dimensionarse previendo el efecto de la corrosión (5) y en todo caso, debe hacerse una inspección periódica de la estructura controlando todos sus puntos críticos (6).

4.2. - MUROS

La mampostería es la modalidad constructiva más usada para los muros. En ella pueden emplearse elementos naturales (piedras) o bloques artificiales de cerámica, hormigón o tierra cruda (adobes). La mampostería es apta para resistir esfuerzos de compresión en sentido perpendicular a las hiladas, pero la resistencia a tracción o a corte es muy reducida e irregular y la rotura con cualquier sollicitación es frágil. Agregándole refuerzos que absorban las tracciones se mejoran sus cualidades; en especial se puede lograr ductilidad.

El adobe es un material que debe considerarse obsoleto. Es de escasa durabilidad y no permite realizar refuerzos para absorber tracciones en forma simple. Además, la tecnología propia se ha ido perdiendo, como consecuencia de la evolución natural. Por todo esto y por la triste experiencia de los sismos de nuestra región, en los que la supervivencia de construcciones de adobe fue muy reducida, es que debe seguirse un criterio muy restrictivo para su empleo. Solo puede aceptarse su uso en condiciones especiales de escasos recursos y para construcciones pequeñas o poco importantes (7),

El uso de la piedra en mampostería es muy limitado por el elevado costo que supone la labra de bloques. La utilización de los cantos rodados naturales, propios de las regiones pedemontanas, en muros de piedra bola es peligroso, pues tales piedras no ofrecen posibilidades de traba e hiladas. En caso de utilizar piedra bola,

debería ser como agregado en muros de hormigón ciclópeo, que tienen otro principio constructivo.

La mampostería es muy sensible a la calidad de ejecución (9), pues no interesa la resistencia del mampuesto sino la del conjunto y las juntas son las principales responsables de su baja resistencia a tracción y a corte.

Puede observarse, por otra parte, que los mampuestos más resistentes, como los cerámicos industriales o los bloques de hormigón denso, son simultáneamente más rígidos y frágiles. Lo mismo puede decirse de los morteros. Esto obliga a mayores precauciones ante los esfuerzos sísmicos, particularmente con los muros no portantes y con la asociación de muros de diferente rigidez. Para estos materiales se debe ser especialmente exigente con los refuerzos que le dan resistencia a tracción y mejoran la ductilidad.

Como la resistencia de la junta es mayor en el sentido paralelo a su plano que en tracción (por la colaboración del rozamiento) deben preferirse las trabas que tengan planos de clivaje tan próximos a la horizontal como sea posible. Al mismo tiempo el muro debe tomar razonable proporción de carga vertical que, además de darle estabilidad, ha de aumentar su resistencia para los esfuerzos cortantes.

Dentro del tema que estamos considerando, es posible construir pilares y muros de mampostería (10). Si es simple no deben admitirse tracciones en ningún punto de la masa; lo que obligaría a una determinada relación entre las cargas verticales y las horizontales, el largo en el sentido de las cargas y la altura del muro. Pero como consecuencia de la naturaleza dinámica de la acción sísmica (11) y de la escasa ductilidad de la mampostería simple, los reglamentos actuales no autorizan su uso y exigen el empleo de mampostería reforzada o armada, fig. 4.6. Tampoco se admiten los pilares para resistir acciones sísmicas, por su reducido brazo elástico, y se exige una longitud mínima en los muros que se utilizan para absorber fuerzas horizontales (12). De otro modo, las tracciones diagonales debidas al corte podrían agrietar el muro a pesar de los encadenados o armaduras.

Naturalmente la mejor disposición de la armadura es concentrarla en los bordes más solicitados por tracción y colocar una armadura repartida en toda la masa del muro (13) y es precisamente esa la razón para utilizar mampostería armada. Sin embargo, las dificultades constructivas para alojar las armaduras llevan a concentrarlas en los encadenados, por eso se emplea más la mampostería reforzada.

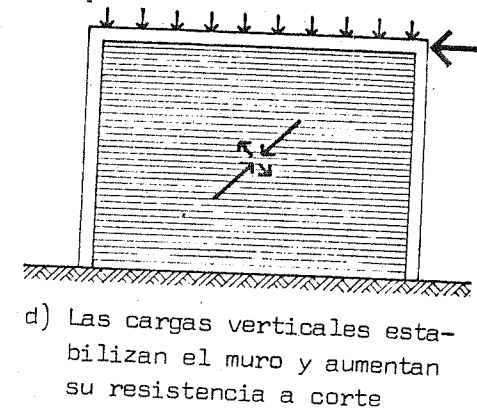
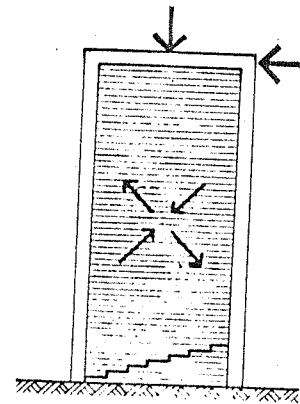
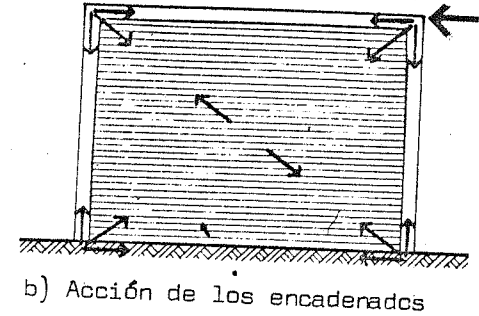
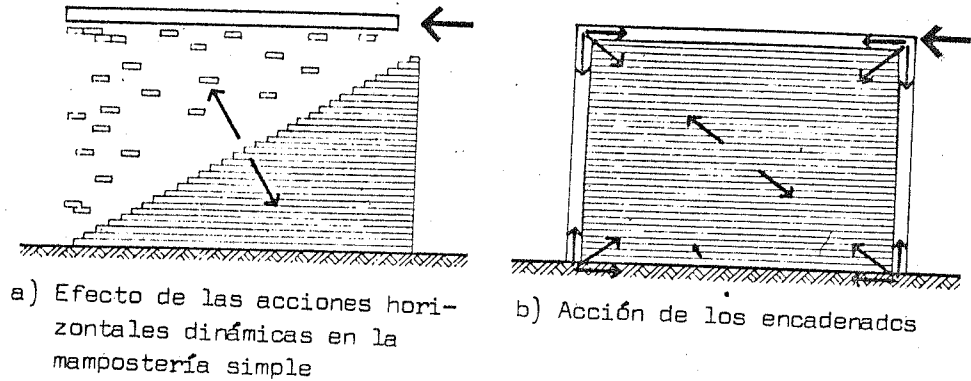


Fig.4.6 La mampostería sometida a acciones dinámicas horizontales

La separación entre los nervios o encadenados no puede ser cualquiera, sin embargo. Principalmente porque deben absorber las tracciones que aparecen distribuidas en el plano del muro; pero también porque funcionan como armaduras de los paneles en que lo subdividen, para su trabajo en flexión por acciones perpendiculares a su plano (14). La sección total de armaduras es proporcional a la de mampostería pues depende de las tracciones que pueden desarrollarse en ella; y como los arriostramientos tienen por principal misión absorber los esfuerzos de tracción, deben anclarse y unirse entre sí de un modo adecuado (15).

La figura 4.7. muestra la necesidad de anclar los encadenados verticales en el cimiento, para utilizar su peso como lastre que impida el volcamiento del muro.

La configuración general del encadenado es de la mayor importancia, especialmente cuando hay aberturas. Las figuras 4.8, 4.9 y 4.10 muestran que la mampostería debe formar paneles rectangulares (16) totalmente enmarcados por los arriostramientos. Sólo pueden exceptuarse de esta exigencia los paneles en los que aparece un pequeño agujero (fig. 4.11) o cuando entre el encadenado y el borde de la abertura hay una distancia pequeña (fig. 4.12), pero en este último caso, el panel no se encuentra en condiciones de soportar fuerzas horizontales. Por otra parte, las aberturas que no requieren enmarcado deben llevar una armadura en el antepecho para prevenir las fisuras oblicuas que la concentración de tensiones en las esquinas origina (17). De todos modos, las aberturas no enmarcables deben tener proporciones y ubicación tales que no dividan en dos el panel y en todo caso, que la concentración de tensiones no sea muy elevada. Son preferibles las aberturas cuadradas, en el centro del panel (18).

Todo lo dicho debe aplicarse también a los paneles o muros divisorios de mampostería no portante, pues con la deformación del conjunto sufrirían daños si no se encuentran encadenados. Estos daños, además de su importancia económica, son peligrosos para los ocupantes, tanto en lo que se refiere al riesgo de perjuicios físicos como a la acción psicológica.

Es fundamental lograr una perfecta transmisión de esfuerzos entre la mampostería y sus encadenados, para lo cual éstos deben hormigonarse luego de levantados los muros. A la adherencia propia del hormigón con la albañilería se suma la presión que origina el hormigón al retraer durante el fragüe y endurecimiento, con lo cual el muro experimenta un efecto de "pretensado" muy leve pero que mejora notablemente su comportamiento. De otro modo es prácti-

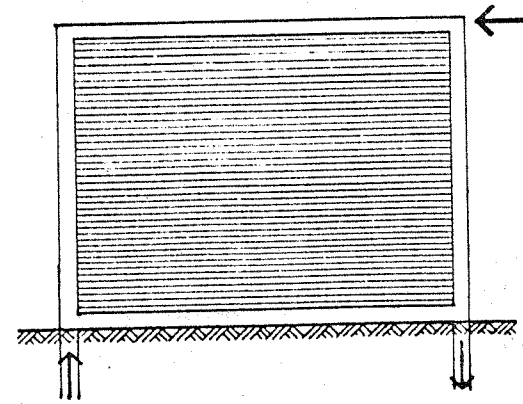


Fig. 4.7 Los encadenados deben anclarse en el cimiento

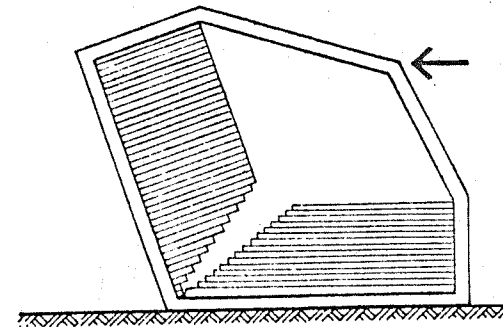


Fig. 4.8 Daño por enmarcado incompleto

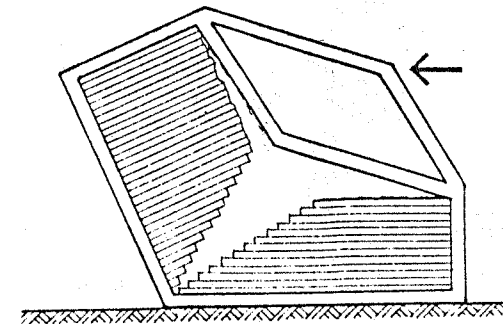


Fig. 4.9 Los encadenados en ángulo entrante son ineficaces

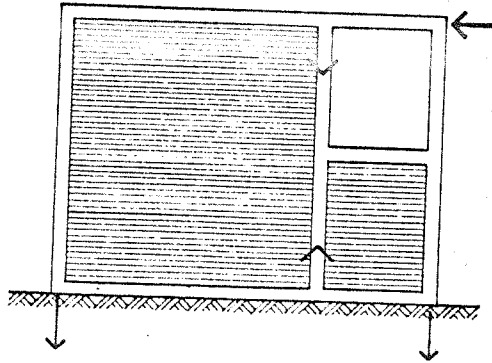


Fig. 4.10 Enmarcado correcto de abertura en un muro

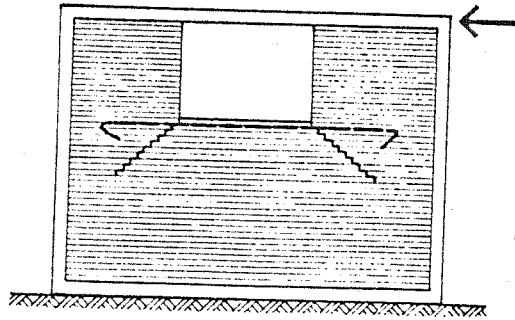


Fig. 4.11 Armadura de antepecho para evitar fisuración en abertura no enmarcable

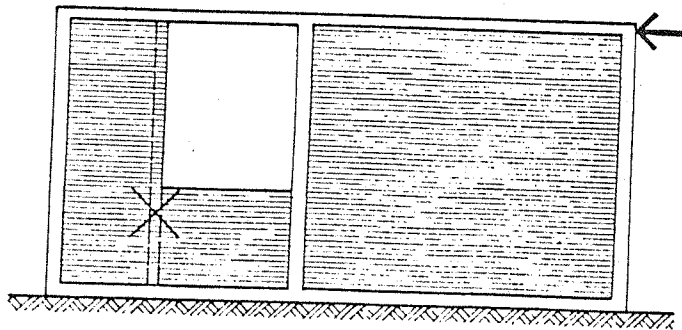


Fig. 4.12 Encadenado de borde no exigible

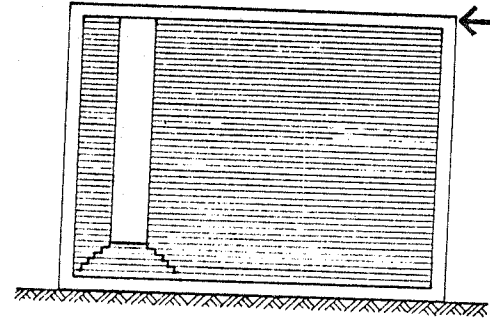
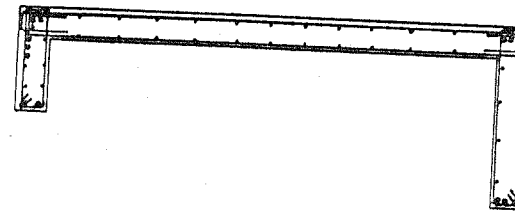


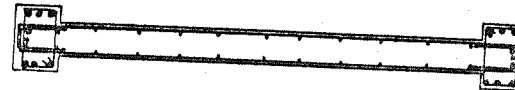
Fig. 4.13 Abertura pequeña mal proporcionada (Concentración de tensiones)



a) Sección rectangular simple



b) Sección "U" o "I" formada por tabiques perpendiculares



c) Sección "I" formada por columnas de borde

Fig. 4.14 Secciones típicas y detalles de armado de tabiques de hormigón armado

camente imposible asegurar la transmisión de esfuerzos (19).

Hasta ahora hemos tratado los encadenados de hormigón armado, que son los más comunes y que la práctica diaria ha consagrado. Sin embargo, pueden ejecutarse de otros materiales, con tal que se asegure:

- a) resistencia suficiente a los esfuerzos de tracción que se originan en la mampostería;
- b) resistencia a flexión suficiente para dar apoyo al muro en sentido perpendicular a su plano;
- c) rigidez suficiente para ambas sollicitaciones como para limitar las deformaciones a valores compatibles con la integridad de la mampostería;
- d) resistencia a compresión suficiente como para absorber los esfuerzos que su ubicación en la masa del muro les imponga, sin despegarse o alabearse (funcionando como columna de borde, por ejemplo) (20).

Cumpliendo estas condiciones, pensamos que muchas veces los marcos de aberturas, si las condiciones de adherencia y anclaje están aseguradas, pueden colaborar en la simplificación y economía constructiva.

MUROS DE HORMIGON SIMPLE

El hormigón simple puede utilizarse en sustitución de la mampostería, en ese caso deben colocarse encadenados que tengan al menos igual cuantía que las que corresponden a aquella. Si los espesores son importantes, se utilizará piedra bola, construyendo el muro de hormigón ciclópeo. El tamaño máximo del agregado no debe sobrepasar la mitad del espesor del muro; el hormigón más fino de relleno debe envolver totalmente las piedras, tener una dosificación adecuada y la cantidad de piedra bola no puede pasar de ciertos límites (21).

MUROS DE HORMIGON ARMADO

Generalmente los espesores de construcción necesarios para emplear hormigón simple o ciclópeo no son admisibles en los edificios que tratamos, especialmente las viviendas urbanas. Se emplea

entonces hormigón armado por su mayor resistencia en flexión y corte, fig. 4.14. La sección más lógica para el caso de flexión es T y para flexión alternativa I, pero en los edificios que consideramos, la sección rectangular será suficiente casi siempre. La sección I puede materializarse con columnas de borde reforzadas con una cuantía mayor, o con otros tabiques perpendiculares. En cualquier caso el tabique en sí debe tener una cuantía suficiente tanto en los bordes como en el alma para evitar la fragilidad y el agrietamiento (22).

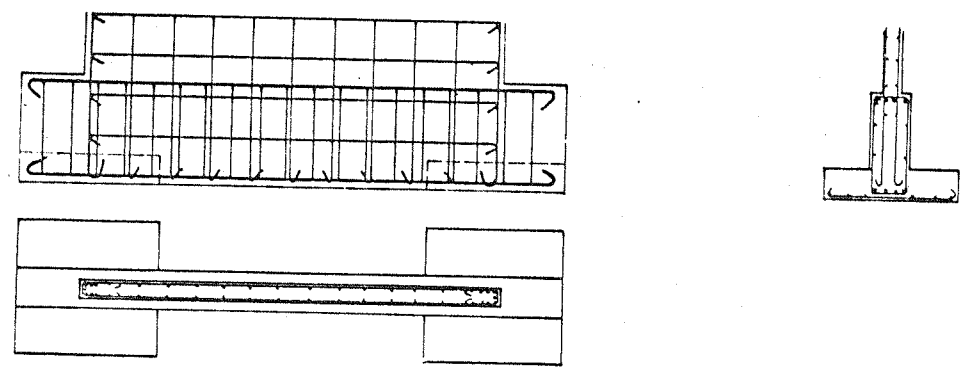
Más que en el caso de las columnas, es necesario evitar las concentraciones de tensión en la transmisión entre tabique y base, especialmente cuando se proyectan bases concentradas en los extremos o vigas de fundación. La continuidad de las armaduras y su anclaje deben ser estudiadas con mucha atención para materializar el mecanismo estructural, fig. 4.15.

MUROS DE MADERA

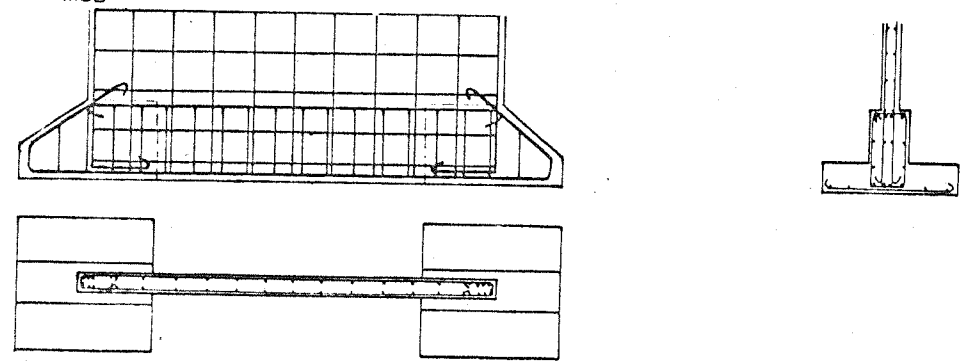
Aunque no es corriente en nuestra zona, pueden construirse muros de rigidización de madera. La solución más tradicional para resistir fuerzas horizontales es el "basket frame" norteamericano, fig. 4.16, en el que un entramado triangulado de madera se recubre con tablas clavadas, en tingladillo o machimbradas.

Se puede reemplazar buena parte del entramado, y en especial las diagonales, si las tablas se clavan en diagonal, fig. 4.17, pero siempre habrá que colocar los rigidizadores de borde y algunos internos para impedir deformaciones de las tablas. Muchas veces será necesaria una capa de tablas al interior, sobre todo en construcciones permanentes para oficinas o viviendas, en cuyo caso es lógico colocar las tablas de ambas capas cruzadas.

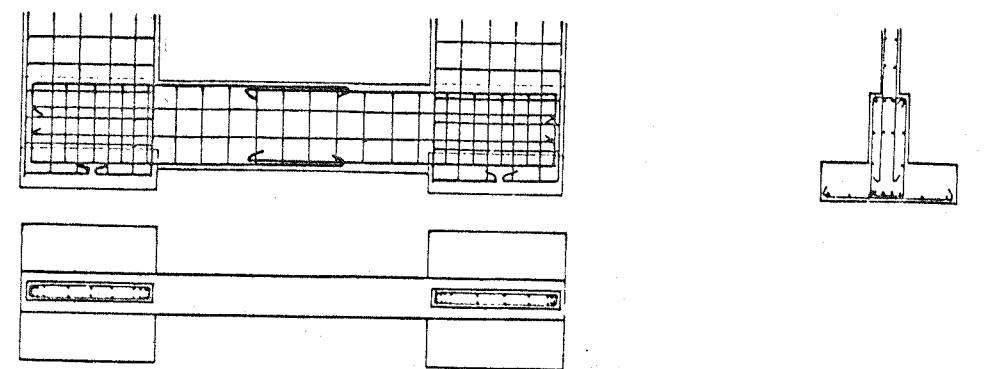
También puede utilizarse aglomerados de madera (23), encolados o clavados en bastidores que funcionarían como rigidizadores, fig. 4.18. El aglomerado podría ser muy fino, pues su espesor estaría condicionado sólo por las tensiones tangenciales, pero entonces aparecerían problemas de pandeo que obligarían a aproximar los rigidizadores. De este modo podrían construirse paneles con el mismo principio de las puertas placas, o bien fabricar un panel multicapa, colocando alguna espuma sintética rígida, (poliestireno expandido o poliuretano, por ej.) que funcionaría como aislación térmica y alma rigidizadora.



a) Tabique empotrado en viga de fundación con bases en los extremos



b) Bases aisladas en los extremos del tabique



c) Dos o más tabiques unidos por una viga de fundación

Fig. 4.15 Bases de tabiques de hormigón armado

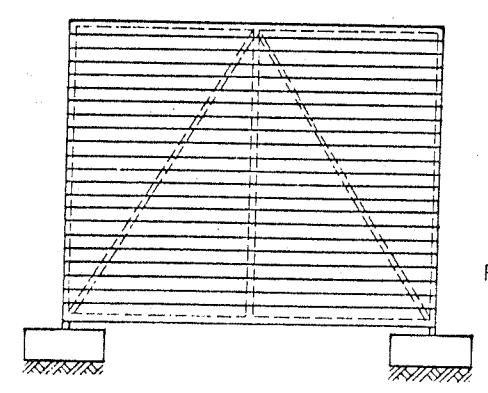


Fig. 4.16 Entramado de madera revestido con entablado continuo

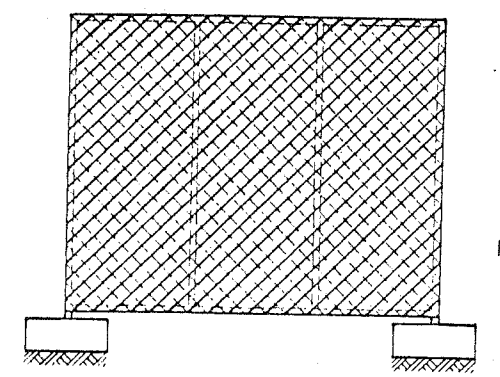


Fig. 4.17 Entablado diagonal en doble capa

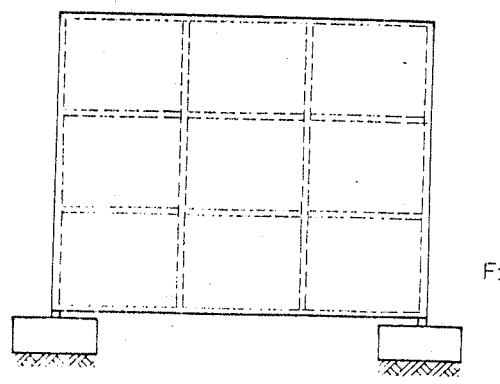
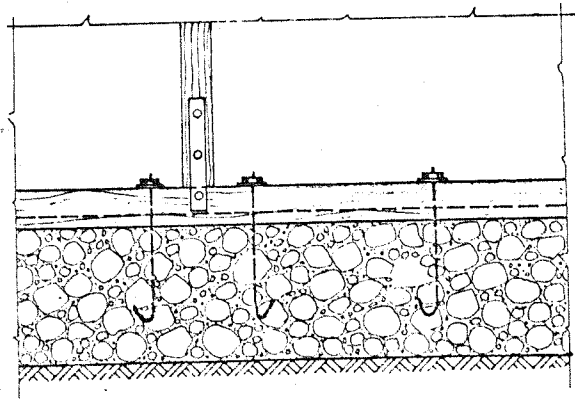
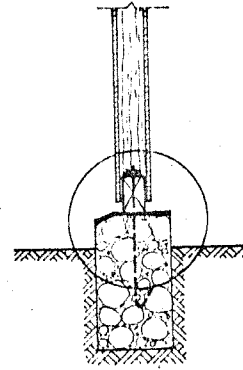


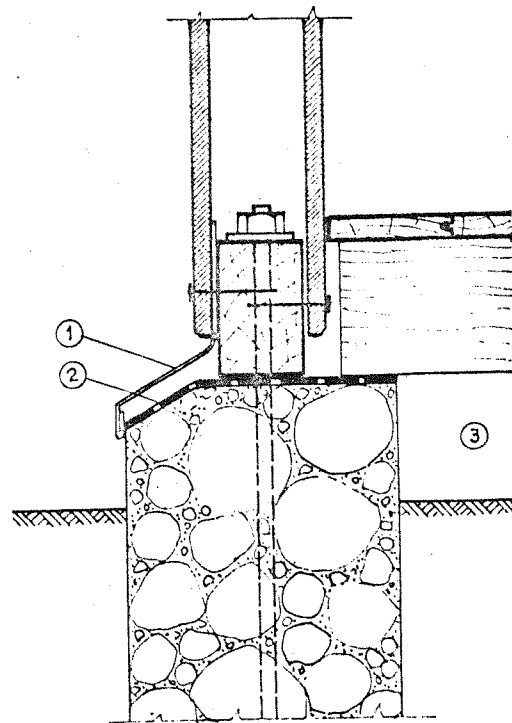
Fig. 4.18 Bastidor revestido con paneles de madera aglomerada



a) Solera emperrada al cemento.



b) Corte



c) Detalle de la protección

1. babeta de chapa galvanizada
2. protección bituminosa
3. cámara de aire ventilada

Fig. 4.19 Fundación continua de paneles de madera

Las fundaciones de estos tabiques de madera pueden ser bases aisladas, en general en los extremos del panel. Lo más simple sería prolongar los elementos de borde y fijarlos a la fundación. En este caso, no hay mayores alternativas que las ya enunciadas para las columnas, con la salvedad que no es necesario materializar un empotramiento rígido. Debe ponerse especial cuidado en proteger la madera de la humedad y agentes perjudiciales; particularmente en los elementos de conexión (24).

Cuando se decide una fundación continua, que puede ser conveniente si hay acciones de viento importantes, puede adoptarse una solera continua de madera emperrada al cemento, fig. 4.19.

4.3. - PANELES PREFABRICADOS

Dentro de los muros y como consecuencia de la evolución de las técnicas constructivas, debemos considerar a los paneles prefabricados. Hay una variedad muy grande de posibilidades y para poder tratar en alguna manera orgánica el tema, es preciso clasificarlos:

Desde el punto de vista estructural, pueden considerarse paneles portantes y paneles de cierre; desde el punto de vista constructivo, pueden considerarse paneles homogéneos y multicapa, que pueden ser de construcción húmeda o seca.

Es evidente que el carácter estructural del panel varía con la tipología constructiva del edificio. Así, los paneles de madera o aglomerados, que en una construcción de albañilería sólo pueden considerarse cerramientos, en una construcción liviana forman parte del mecanismo de resistencia. Para definir ese carácter, debe considerarse la rigidez (25) del panel en relación con el conjunto.

Los paneles homogéneos son generalmente de hormigón armado, ya sea denso o liviano. Este último puede lograrse con agregados livianos (pómez) o incorporando algún gas a la masa (hormigón gaseoso o celular). Todos experimentan retracciones importantes al endurecer.

Las dimensiones generales y el peso del panel suelen ser determinadas por las condiciones de transporte; los espesores, por las de habitabilidad y durabilidad; y sus armaduras quedarán determinadas por las condiciones de resistencia.

Los paneles heterogéneos pueden ser de construcción húmeda o seca. Los primeros son generalmente de hormigón denso, con capas internas de aislación en hormigón liviano, cerámico o materiales sintéticos. Los de construcción en seco tienen dos capas externas de un material duro, resistente al desgaste, unidas por un alma liviana y aislante que al mismo tiempo las rigidiza. Para las capas externas puede utilizarse acero, aluminio, madera aglomerada o compuesta, fibrocemento o plásticos (poliester reforzado o pvc en láminas); para el alma se pueden utilizar espumas sintéticas rígidas (poliuretano o poliestireno expandido), paneles de fibras aglomeradas rígidas (fibra de vidrio, virutas, lana mineral), etc.

En cualquier caso, el panel deberá resistir esfuerzos de diverso tipo: solicitaciones durante el proceso de fabricación, transporte y montaje; acciones de viento, impacto o sismo perpendiculares a su plano, y eventualmente formar parte del mecanismo estructural, contribuyendo a soportar las cargas verticales y horizontales del conjunto. Las solicitaciones durante la fabricación, transporte y montaje definirán especialmente el modo y equipo de movilización y los puntos de sujeción durante el transporte. Las solicitaciones perpendiculares al plano y las eventuales solicitaciones por participar en la misión estructural, el espesor de las capas resistentes, las armaduras si es de hormigón y la vinculación.

En lo que se refiere a la vinculación debe distinguirse entre el caso de resistir sólo acciones transversales, cuando se trata de cerramientos; o si el panel es parte estructural, en cuyo caso también deberá resistir acciones en su plano. Además las vinculaciones pueden ser continuas o aisladas.

Estudieemos el comportamiento de un conjunto de paneles para acciones en su plano. Si existe una fundación continua suficientemente rígida, las acciones verticales se transmiten directamente, y sin provocar interacciones entre los paneles, que podrían estar mutuamente desvinculados, fig. 4.20. Cuando las bases son aisladas, o bien siempre que haya acciones horizontales, aparecen solicitaciones en las juntas de los paneles. En todos los elementos intermedios aparece corte y en los de borde, tracciones o compresiones.

Las juntas, en general, están solicitadas por acciones normales y de corte, y los esfuerzos se distribuyen a lo largo de toda la unión si ésta es continua (colado de hormigón, soldadura continua o encoladura). Cuando la unión es discontinua (soldadura por puntadas, llaves de hormigón armado, bulones o remaches, tornillos, clavos), los esfuerzos se concentran en ellos.

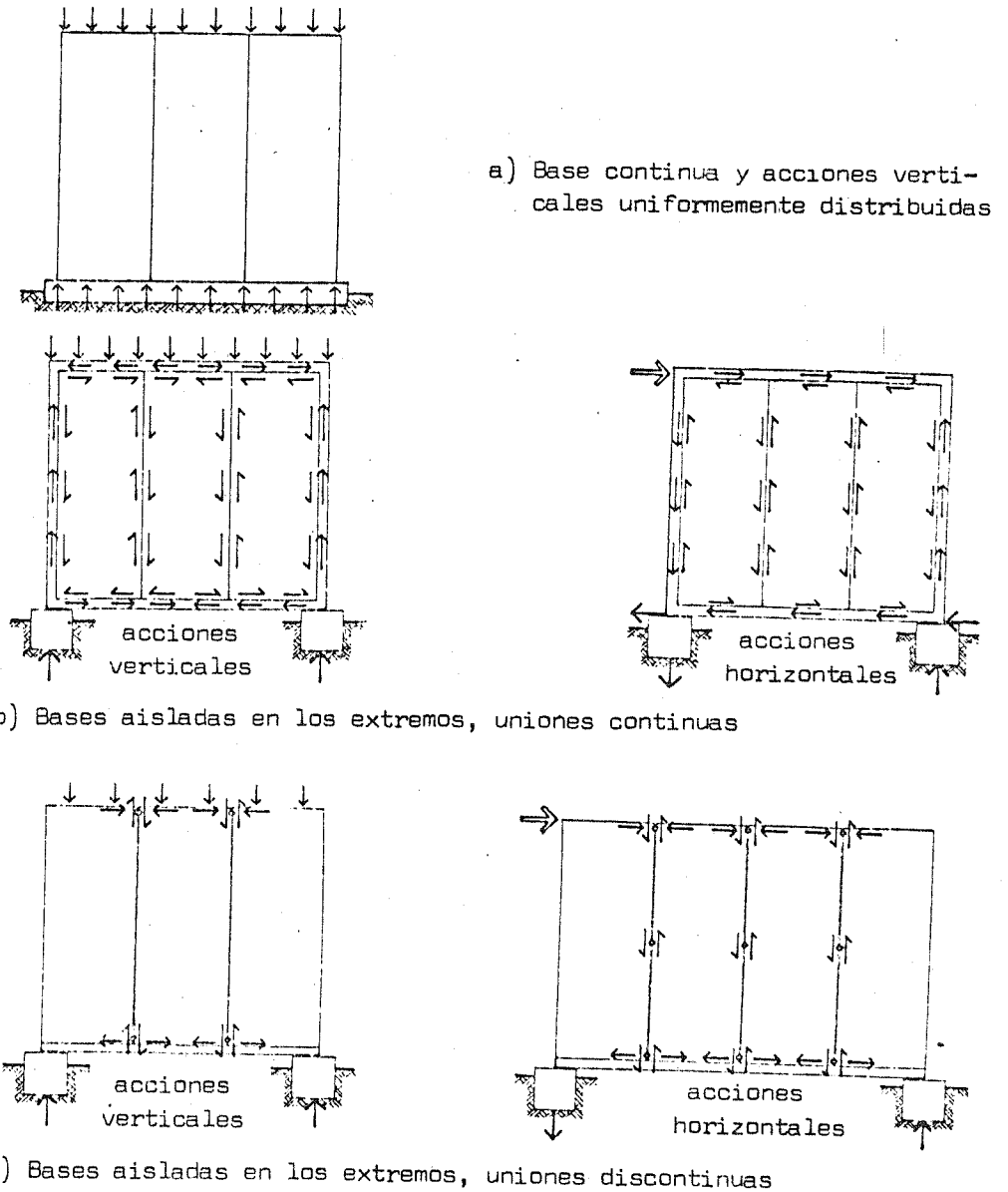


Fig. 4.20 Solicitaciones en las juntas entre paneles prefabricados

Cada material tiene medios característicos de unión; pero cuando se utilizan elementos prefabricados puede haber variantes interesantes, particularmente cuando se tiende a montajes totalmente en seco. Recordemos que siempre las uniones deben asegurar además de la resistencia mecánica, estanqueidad, insonorización y habitabilidad de la construcción terminada. Conciliar estos requerimientos con las tolerancias dimensionales necesarias para salvar los inevitables errores, la sencillez constructiva, la durabilidad y una razonable economía, suele ser la mayor dificultad en el desarrollo de un sistema prefabricado (26).

Para paneles de hormigón armado, la unión más común es por colado, continua, dejando armaduras que pueden en algunos casos soldarse, fig. 4.21, sin embargo son frecuentes las uniones discontinuas por colado; con bulones o soldadas, éstas últimas dejando insertos metálicos en el panel. Finalmente, puede hacerse una unión por postensado con o sin colado en la junta.

En los paneles de madera y sus derivados, la unión más natural es continua, encolada o clavada. Pueden utilizarse también tornillos y bulones con diversos sistemas de herrajes, pero naturalmente queda excluida la soldadura entre chapas previamente fijadas al panel.

En paneles livianos contruídos en seco, pueden utilizarse uniones continuas encoladas o discontinuas atornilladas. En general no es posible utilizar soldadura, pues cuando las caras son metálicas, se trata de chapas muy finas. Señalemos que el desarrollo de adhesivos y colas abre campos muy promisorios para las uniones, tanto de cierre como de resistencia, en todo tipo de materiales; y que los proyectistas y los constructores han de tomar muy en cuenta para simplificar la construcción con prefabricados.

Todas las posibilidades enunciadas se aplican al caso de paneles de cierre no portantes, con la única salvedad de producir uniones que permitan movimiento en el plano del panel. Este tipo de uniones se analizará más adelante.

4.4. - TRIANGULACIONES

La utilización de triangulaciones de hormigón armado en edificios bajos para viviendas no es frecuente; en general no existe la principal ventaja que es el ahorro de material. La triangulación se justifica si el plano rígido ha de ser transparente y en las viviendas casi siempre los cerramientos transparentes son también los accesos, todo lo cual hace poco conveniente el uso de

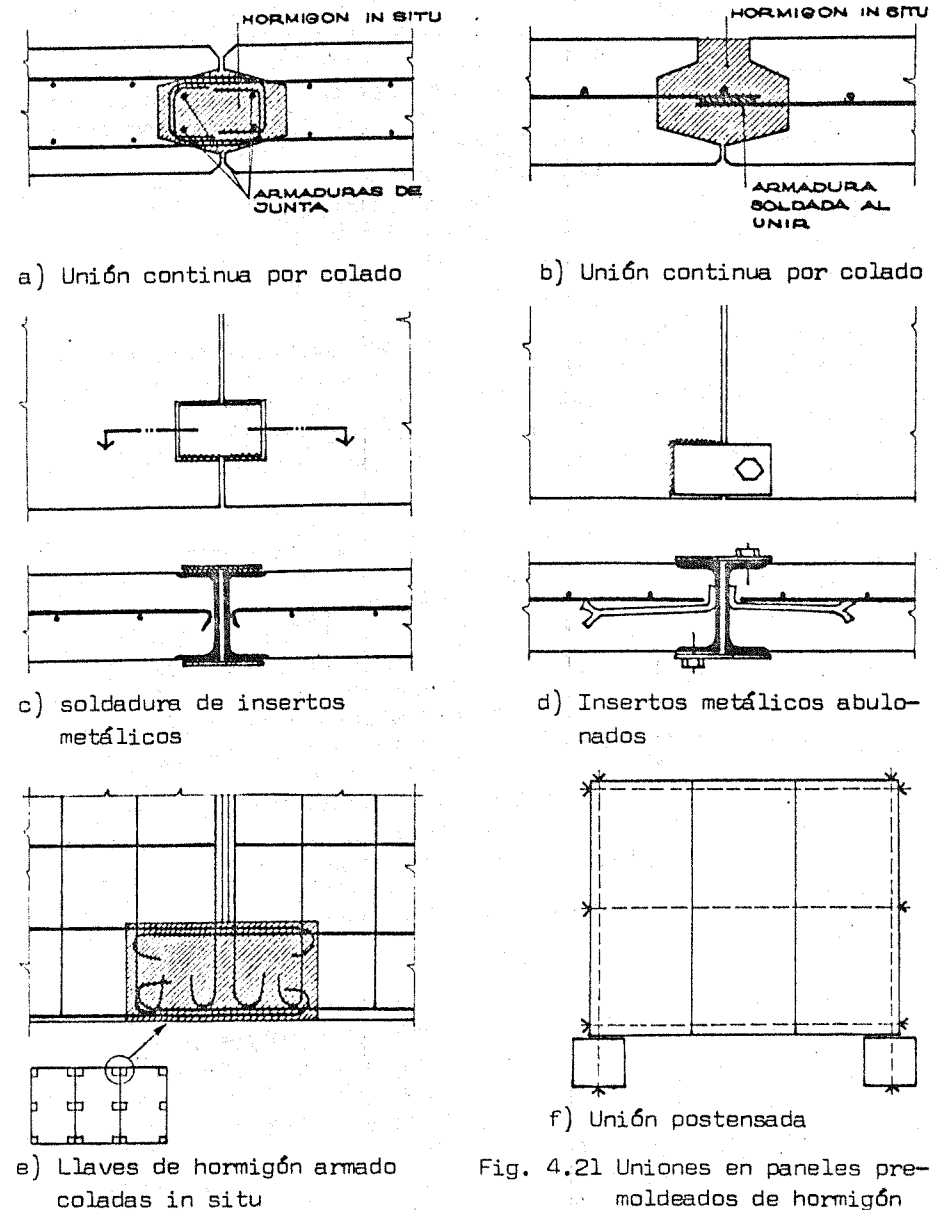


Fig. 4.21 Uniones en paneles pre-moldeados de hormigón armado

esta tipología. Sin embargo, las escaleras, como ya señalamos, pueden resultar más rígidas que el resto de la construcción y configurar un mecanismo de arriostramiento. Esta posibilidad debe ser siempre contemplada. En caso de no ser deseable se deberá desvincular convenientemente la escalera; o asegurar que los elementos estructurales que se supone que componen el mecanismo de arriostramiento, sean tan rígidos que la influencia de la escalera pueda despreciarse sin peligro (27). Como estimación grosera, pero adecuada para el diseño y que luego puede ser verificada, una triangulación tiene menor rigidez que un muro lleno si el material y las dimensiones (largo y alto) del panel son los mismos.

Quando, en cambio, se busca que las escaleras funcionen para el arriostramiento, deben configurar un mecanismo capaz de resistir todos los esfuerzos originados como consecuencia de la acción horizontal. Esto es relativamente simple en escaleras de un sólo tramo por piso, pero no es tanto en escaleras de varios tramos o con descansos, fig. 4.22.

En los nudos "A", los esfuerzos horizontales pueden descomponerse en el sentido de la escalera y de las columnas. Eventualmente aparece una viga "V" para tomar la componente vertical distribuida, si la losa de la escalera es la diagonal. En los nudos "B", en cambio, sólo la resistencia a flexión del elemento diagonal posibilitaría la transmisión de todos los esfuerzos. Esto podría lograrse con una viga de borde usada como baranda de la escalera, pero difícilmente una losa será suficiente. En último caso aparecerán barras verticales en los puntos de quiebre; solución que disminuye la longitud de los recuadros, con los inconvenientes ya señalados (28). Asimismo, en las escaleras de dos tramos paralelos (de "media vuelta") se producen torsiones debidas a la falta de coplanaridad de las sucesivas diagonales. Este efecto puede tolerarse si el edificio tiene suficiente rigidez torsional, pero debe ser siempre estudiado.

Quando el plano estructural es un plano límite del edificio pueden formarse triangulaciones con barras de hormigón armado, aunque es de tener en cuenta que su peso propio es más elevado y la rigidez de los nudos considerable, lo que induce flexiones mucho mayores en las barras que en el caso de metal o madera. Este caso se presenta con alguna frecuencia en los edificios industriales, comerciales o públicos (29). Además de las soluciones moldeadas en sitio, hay ocasiones en que un inteligente uso de la prefabricación puede simplificar el proceso constructivo, en beneficio de la economía. En ellas pueden darse todas las posibilidades de unión: fig. 4.23.

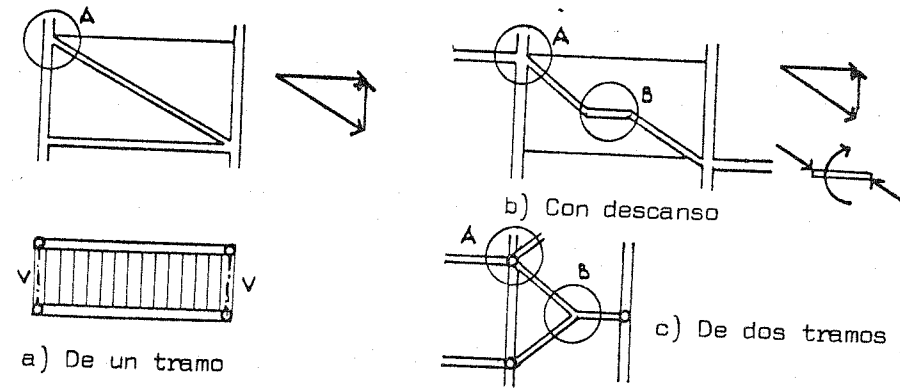


Fig. 4.22 Rigidización producida por las escaleras

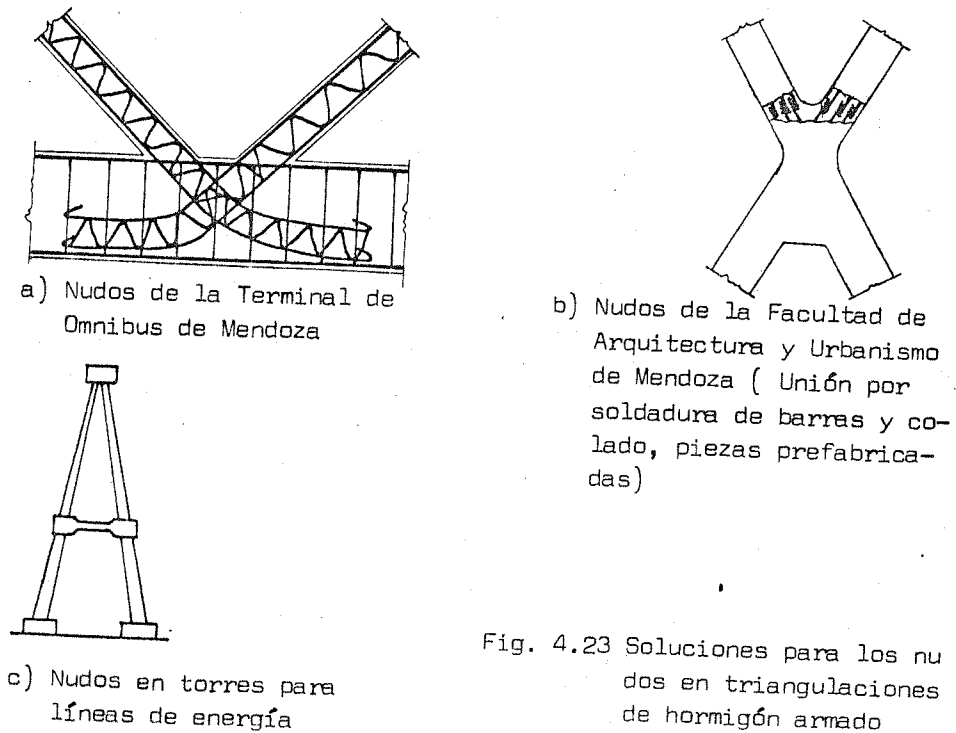


Fig. 4.23 Soluciones para los nudos en triangulaciones de hormigón armado

- . Empalmes por colado directo, con las piezas premoldeadas o no.
- . Empalmes por soldadura de las armaduras de las barras premoldeadas y colado posterior de la unión.
- . Empalmes por soldadura de chapas insertas en los extremos de las barras premoldeadas.

Puede también producirse la unión entre barras por piezas de nudo premoldeadas, como ocurre con las torres de líneas eléctricas de alta tensión.

En edificios industriales construídos con premoldeados de hormigón armado puede ser frecuente el uso de diagonales metálicas cruzadas, trabajando en tracción. Es importante en estos casos asegurar la puesta en tensión y un anclaje muy eficiente de las diagonales.

Las triangulaciones de acero son muy corrientes en las construcciones metálicas industriales para la rigidización, tanto en planos verticales como horizontales. En ellas es común que las diagonales trabajen traccionadas, para reducir secciones; y que queden a la vista. Cuando los cerramientos son rígidos debe estudiarse la deformabilidad del sistema, para evitarles averías. Es particularmente importante que las barras de tracción sean puestas uniformemente en tensión en toda la estructura. En caso contrario se originan movimientos que agravan las solicitaciones. Por su escasa inercia térmica, las triangulaciones metálicas son muy sensibles a las variaciones de temperatura, lo que es muy de tener en cuenta en zonas de climas extremos (30). Las barras, especialmente las más delgadas, tales como las diagonales de arriostramiento, pueden aflojarse durante las épocas de calor; o bien en las épocas frías acortarse tanto que entren en fluencia, afecten a la estructura principal o se corten. En ambos casos pierde efectividad el arriostramiento.

En consecuencia todas las diagonales deben tener dispositivos de fijación y regulación adecuados. Los más comunes son roscas en los extremos, pero pueden ser convenientes sistemas a resorte (31) si pueden esperarse movimientos térmicos o asentamientos de apoyos importantes. Estos últimos sólo pueden utilizarse si los movimientos térmicos o por descenso de apoyos son mucho mayores que los que se originan por acción sísmica o de viento.

En cuanto a las triangulaciones en madera, fig. 4.24, es frecuente el uso de diagonales comprimidas, como ocurre en las construcciones de "quincho"; pero la utilización creciente de uniones clavadas y encoladas permite un mayor empleo de diagonales de tablas en tracción. Esta última solución es la más conveniente cuando



Fig. 4.24 Triangulaciones de madera

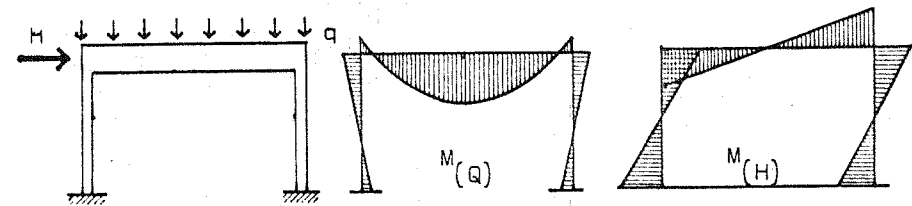


Fig. 4.25 Si la viga es muy rígida la acción de pórtico sólo es notable para las cargas horizontales

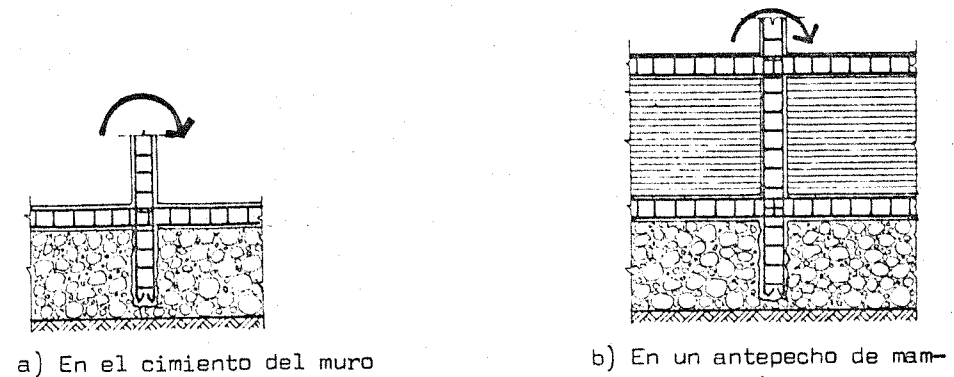


Fig. 4.26 Empotramiento de columnas pequeñas en elementos constructivos

se quiere convertir un entablado en un panel rígido.

4.5. - PORTICOS

En construcciones de hormigón armado la continuidad estructural, que es la característica fundamental de los pórticos, es natural y propia del material y proceso constructivo. Por eso su utilización en sistemas de arriostramiento es frecuente.

Puede ocurrir que las vigas sean muy rígidas comparadas con las columnas, en cuyo caso la acción de las columnas no disminuye significativamente la flexión en la viga debida a las cargas verticales; pero en cambio tendrán momentos importantes debidos a las acciones horizontales, fig. 4.25. En construcciones bajas, esta situación es frecuente; porque las columnas son relativamente pequeñas, ya que sus cargas también lo son.

El aporticamiento en hormigón armado es simple y en el caso de vigas y columnas muy eficiente, pero no ocurre lo mismo si se pretende aporticar las columnas directamente con la losa. La transferencia de esfuerzos es entonces muy poco eficaz, salvo especiales disposiciones constructivas o losas inusualmente rígidas. En otras palabras, el punto de inflexión se acerca tanto al nudo que la columna funciona como articulada en el dintel (32).

En el caso de viviendas, el cimientado de los muros y aún más los muros de antepecho, pueden dar un empotramiento considerable a las columnas aumentando su rigidez. Esto debe ser considerado en cuanto hace al funcionamiento conjunto de la construcción, especialmente porque pueden resultar elementos con resistencia insuficiente para la rigidez real que poseen (33), fig. 4.26. Por otra parte en esos edificios hay una respetable cantidad de encadenados verticales, que aún con dimensiones reducidas, pueden aportar suficiente resistencia; a condición de aporticarlos convenientemente. Pero entonces las armaduras serán seguramente mayores que las mínimas. Es conveniente también comprobar racionalmente su rigidez en relación con los cerramientos utilizados, pues aunque en este tipo de estructuras no es de esperar grandes deformaciones, el límite para las mismas puede ser muy bajo si los cerramientos son de mampostería o vidriados solidarios con la estructura.

En construcciones de tipo industrial, comercial o edificios públicos, ya el uso de sistemas aporticados no queda condicionado a las exigencias funcionales exclusivamente y por consi-

guiente resulta más definido por la necesidad de lograr un diseño estructural correcto y económico. En estos casos la distribución de luces y cargas, por consiguiente, la elección del módulo estructural, resulta de fundamental importancia ya que las dimensiones de los elementos estructurales no estarán determinadas por razones constructivas; como ocurre en las viviendas. Con todo, la interacción entre cerramientos y estructuras puede imponer limitaciones al referido módulo, particularmente en el caso de la mampostería, y siempre deberá considerarse la rigidez de la estructura en relación a los cerramientos. Las exigencias de flexibilidad funcional deben también ser analizadas, pues los cambios en los muros divisorios y de cierre (nuevas aberturas o nuevos cierres) pueden modificar sustancialmente el mecanismo estructural en el futuro.

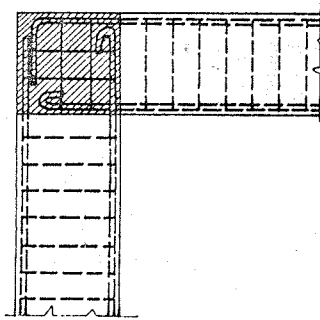
En estos edificios se presenta además la posibilidad de utilización de piezas prefabricadas de hormigón armado, como convencional como pretensado. Su materialización depende de la posibilidad de lograr nudos rígidos entre las columnas y las vigas, lo cual puede conseguirse por varios procedimientos (34), fig. 4.27.

- a) Nudos colados in situ, con armaduras soldadas o ancladas en una longitud conveniente.
- b) Nudos con juntas en seco, unidos por barras postensadas.
- c) Nudos con juntas en seco, unidos por soldadura de insertos metálicos.
- d) Nudos por encastre de barras en seco.
- e) Nudos articulados entre barras con tornapuntas.
- f) Nudos articulados en los puntos de inflexión.

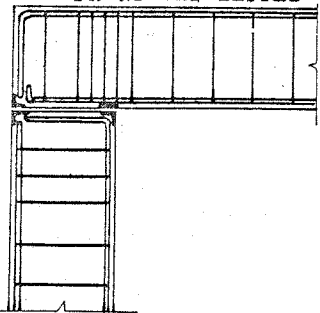
Las soluciones (d) y (e) son clásicas en las torres para líneas de alta tensión.

En estructuras metálicas es también relativamente simple la construcción de pórticos fig. 4.28. Con la actual tendencia hacia la utilización de carpinterías metálicas es posible que sus elementos estructurales formen sistemas aporticados para el arriostramiento de pequeños edificios para vivienda o comercio. En algunos casos ésta puede ser la única solución aceptable desde el punto de vista funcional.

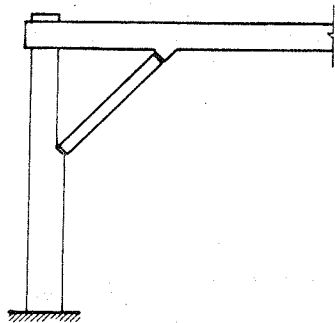
Así, un conjunto de parantes de carpintería, unidos por una cenefa y un zócalo de rigidez y resistencia adecuadas, pueden constituir un pórtico múltiple muy eficiente. En algunos casos, esta carpintería unirá una losa con un muro más bajo, formando una estructura mixta. Especial cuidado habrá de tenerse en analizar la



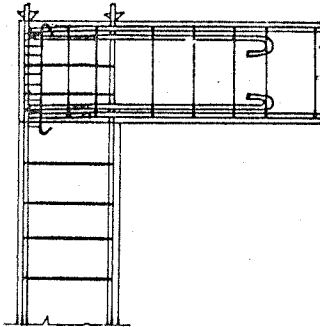
a) Colado in situ, con soldadura de las barras



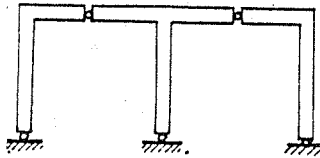
d) Soldadura de insertos metálicos



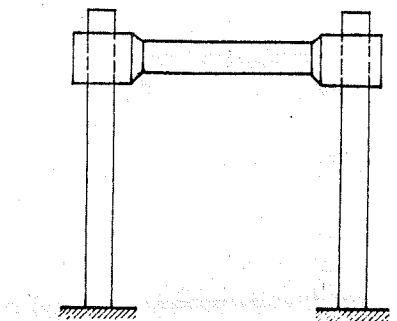
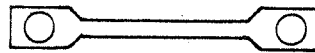
e) Unión articulada de barras trianguladas



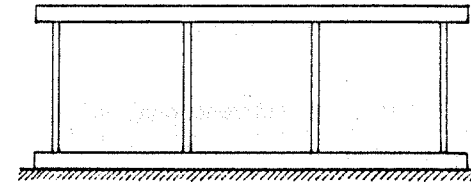
b) Unión postensada



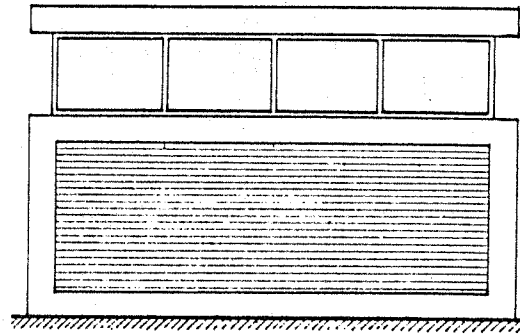
c) Uniones articuladas



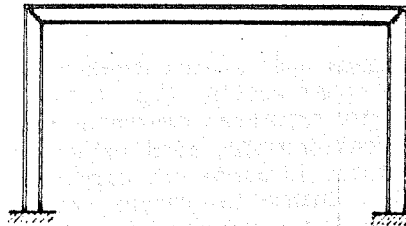
f) Encastre de barras en seco



a) Marcos de carpinterías metálicas utilizados como pórticos



b) Pórtico de carpintería unido a un muro



c) Pórtico metálico convencional

Fig. 4.27 Pórticos de hormigón armado con piezas prefabricadas

Fig. 4.28 Pórticos metálicos

interacción entre ambas estructuras y en materializar luego los vínculos respectivos.

Puede también tratarse de un pórtico convencional en el que la única función es estructural, en cuyo caso regirán todas las recomendaciones ya dadas en cuanto a diseño en el capítulo 3.

La mayor rigidez y resistencias específicas del metal (casi siempre acero) permitirán secciones menores que el hormigón armado por ejemplo, de ahí que pueda resultar ventajoso su uso en edificios donde haya restricciones en las dimensiones disponibles, como suele ocurrir en algunos edificios entre medianeras.

Esta forma de utilización presupone, además de la protección del metal contra la corrosión y el fuego, una eficiente transmisión de esfuerzos entre la estructura metálica y el resto del edificio. (35). Por supuesto que siempre debe quedar asegurada la continuidad entre las columnas y las vigas en un nudo rígido y sin deslizamientos (esto último es importante cuando se utilizan uniones abulonadas).

Otro caso que puede considerarse es la utilización de pórticos mixtos, con columnas de acero unidas rigidamente a una viga de hormigón armado, fig. 4.29. En ellos es de particular importancia el apropiado detalle y ejecución del nudo, para que la unión sea eficaz. Su principal ventaja es la reducción en las secciones de las columnas y una mayor ductilidad que sólo se aprovecha si la unión en sí tiene igual o mayor ductilidad y resistencia que las piezas unidas.

Por último debe señalarse que el uso de perfiles de chapa plegada en frío conduce a secciones de elevada rigidez con peso reducido, convenientes cuando los cerramientos son frágiles, o cuando las luces son relativamente grandes y las cargas reducidas, por la necesidad de limitar las deformaciones y disminuir esbelteces para el pandeo.

Las vinculaciones de estos sistemas aporricados dependerán de las características generales de la construcción. fig. 4.30. En los edificios pequeños para vivienda, que requieran cimientos para muros cuya dimensión constructiva es considerable, será relativamente simple empotrar en la base los pórticos formados por carpinterías o perfiles metálicos livianos (36). Cuando las cargas transmitidas y los momentos de empotramiento se hacen grandes, la base se complica. En esos casos una viga de fundación metálica o de hormi

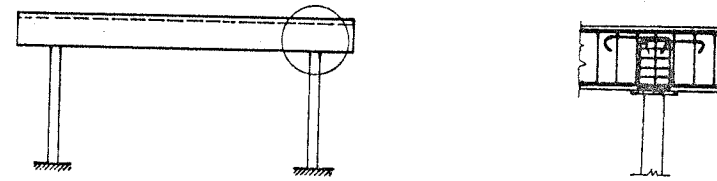
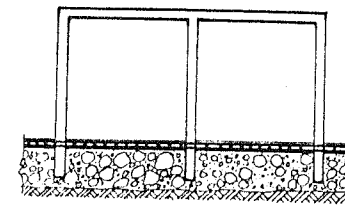
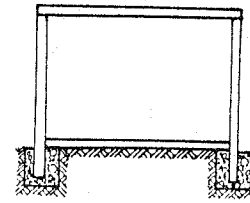


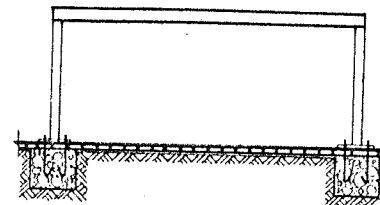
Fig. 4.29 Pórtico mixto: viga de hormigón armado y columnas metálicas.



a) Pórtico de perfiles livianos de chapa doblada empotrado en el cimiento de hormigón simple



b) Pórtico cerrado para evitar momentos fuertes en la fundación



c) Pórtico importante, articulado en la base

Fig. 4.30 Pórticos metálicos en edificios pequeños

gón- que convierta al pórtico en un marco cerrado, generalmente se resuelve con mayor economía el problema. Si el suelo de fundación es pobre y la luz del pórtico grande, la solución más conveniente es articularlo en la base.

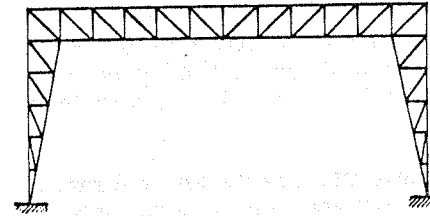
En los edificios industriales y muchas veces en edificios públicos o comerciales se prefieren las estructuras reticuladas, porque en ellos el uso de estructuras metálicas va asociado generalmente a los techos livianos también metálicos, en los que la relación entre luces y cargas las hace más convenientes. Pueden darse varias soluciones, fig. 4.31:

Pórticos totalmente reticulados, donde la rigidez de vigas y columnas es comparable y la acción del pórtico contribuye no sólo al arriostramiento sino también a la reducción de flexiones en la viga. Esta solución es corriente en techos horizontales sin iluminación cenital, donde las necesidades económicas aconsejan reducir la altura de la viga para disminuir el volumen construido.

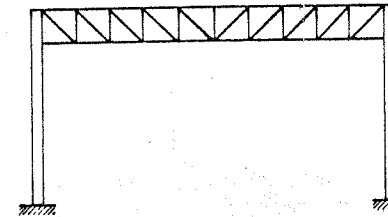
Pórticos donde la columna tiene una rigidez notablemente inferior a la de la viga, utilizándose columnas de alma llena continuas en el montante extremo, o unidas al nudo inferior y a un nudo interno con un tornapunta. La deformabilidad para acciones horizontales es bastante mayor que en el primer caso. Además la relación de rigideces entre viga y columna hace que ésta última no influya apreciablemente en las flexiones del mecanismo de resistencia para las cargas verticales, pero siempre es elemento fundamental para el arriostramiento horizontal. Esta solución es corriente en las estructuras de cubierta de gran altura, sea porque la viga forma parte de la vidriera de un shed o por que se utilizan cabriadas para la estructura de techos.

La utilización de pórticos de madera es poco frecuente, principalmente porque los medios de unión tradicionales no permiten uniones resistentes a flexión suficientemente sencillas. Por eso los entramados de madera han sido triangulados desde tiempos inmemoriales; cuando menos, jabalconados. Si bien esta es una solución que se utilizó para reducir la luz de la viga, para las acciones horizontales funciona como sistema aporticado. Su eficiencia depende de un correcto diseño de la unión, de modo que el trabajo de la madera no la afloje.

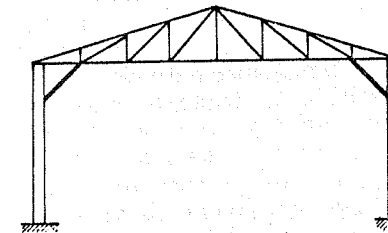
De cualquier modo este tipo de estructuras no es habitual en edificios de carácter permanente. Y por lo mismo que es difícil asegurar la continuidad, muy raramente se podría utilizar las carpinterías de madera como pórticos de rigidización. Es por eso que



a) Pórtico totalmente reticulado



b) Columna de alma llena y viga reticulada



c) Cercha reticulada y columna de alma llena con tornapuntas

Fig. 4.31 Pórticos reticulados metálicos

el empleo de esta tipología es producto de una decisión de diseño, antes que del aprovechamiento de elementos constructivos existentes. Con todo, la construcción de pórticos reticulados o mixtos es relativamente sencilla si en ellos se utilizan tablas y uniones clavadas, mucho más adecuadas para los medios y la tecnología actuales, fig. 4.32.

En estos pórticos también puede utilizarse una columna de alma llena continua con el montante extremo; una columna con jabalcon; o un pórtico totalmente reticulado. Para cada una de estas soluciones valen las consideraciones ya hechas sobre construcción metálica. El pórtico totalmente de alma llena es propio de construcciones en madera laminada.

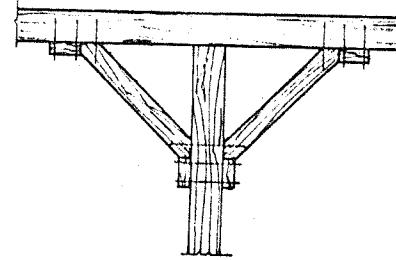
Salvo casos relativamente raros, los vínculos son articulados. Cuando se utilicen empotramientos, las soluciones son análogas a las que hemos expuesto para las columnas.

4.6. - LOS PLANOS HORIZONTALES

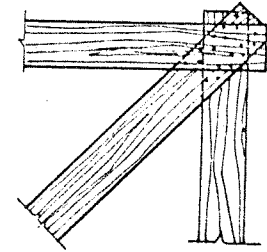
Ya vimos que el plano horizontal tiene un papel fundamental en el arriostramiento. Sea que se trate de techos o entrepisos, la acción conjunta del mecanismo estructural es imposible si no tiene rigidez y resistencia suficiente como para impedir movimientos relativos entre las piezas verticales. Por eso es fundamental la coherencia entre la solución que para él se adopte y el resto del edificio.

Para la rigidización de los planos horizontales están disponibles los sistemas ya vistos: muro (o panel rígido); triangulación y pórtico. Las condiciones de utilización, sin embargo, están fundamentalmente impuestas por las posibilidades constructivas. Es importante que en cada caso quede claro el funcionamiento de los elementos de plano horizontal, como así también la relación entre sus deformaciones y las del conjunto. En este sentido cabe una primera diferenciación entre aquellas estructuras cuyos planos horizontales funcionan como lajas totalmente rígidas (es el caso de las losas de hormigón armado macizo, o entablados continuos de madera) y aquellas en que los planos horizontales no son rígidos por sí, y por consiguiente deben rigidizarse con dispositivos específicos.

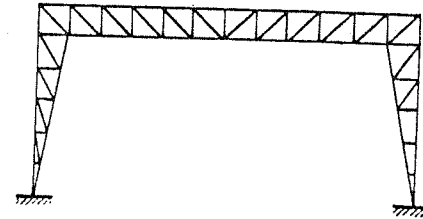
También debe señalarse que cuanto más pesada y alta es la construcción y mayores las distancias entre los "puntos fijos" mayores son las exigencias impuestas a los arriostramientos del plano horizontal; hasta el punto de llegar a transformarse en un



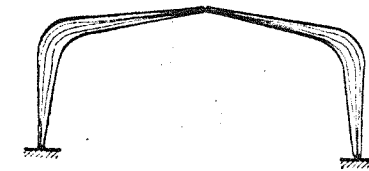
a) Nudo jabalconado



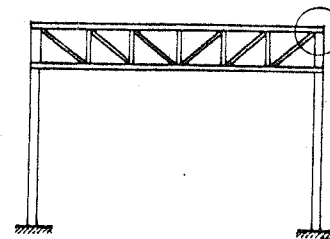
b) Nudo de tablas clavadas



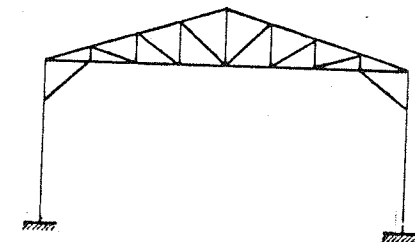
c) Pórtico reticulado de madera



d) Pórtico de madera laminada



e) Columna continua en el montante extremo



f) Columna con tornapunta

Fig. 4.32 Pórticos de madera

sistema estructural más importante que el de cargas verticales.

En estructuras de hormigón armado la solución más directa y simple para los diafragmas horizontales es la losa de hormigón armado. Si ésta es maciza, y la planta más o menor regular, no hay problemas de rigidez o resistencia. Pero en aquellos edificios que tienen plantas muy recortadas y con bloques muy diferentes unidos por losas angostas aparecen solicitaciones tan importantes en ellas que pueden llegar a comprometer su eficacia, fig. 4.33.

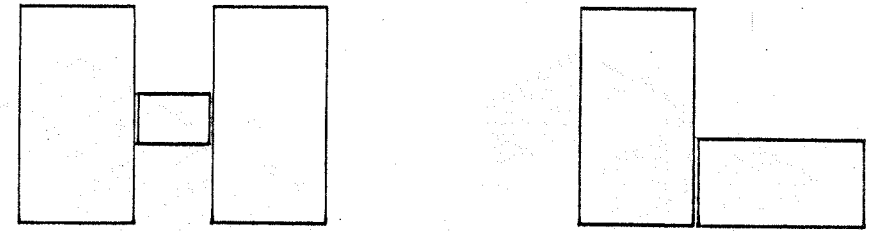
La solución más simple es separar los diferentes cuerpos, pero entonces cada uno debe tener un mecanismo completo de resistencia. Si ésto no es posible el único recurso es la verificación y el dimensionamiento de la losa para que resista las solicitaciones mencionadas.

Cuando se trata de losas nervadas con o sin relleno (37) o de losas prefabricadas, no es posible asegurar en todos los casos el comportamiento como diafragma rígido. Si los nervios no están demasiado separados y tienen una capa de compresión colada in situ o, cuando menos, uniones por colado con armaduras debidamente ancladas (38), puede aceptarse un funcionamiento equivalente al de las losas macizas. Si los nervios tienen una separación excesiva en relación con el espesor de la capa de compresión, existe peligro de pandeo que afecte la distribución de esfuerzos entre las piezas verticales. Debe entonces verificarse el funcionamiento del conjunto considerando las deformaciones de la losa.

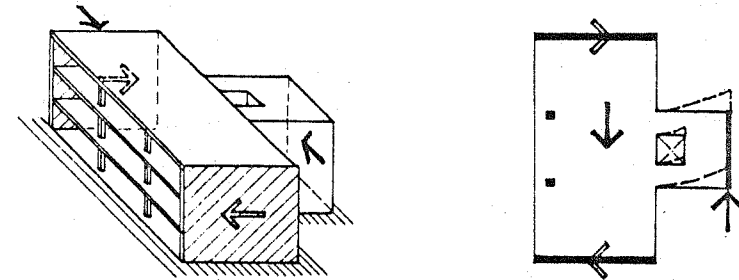
Las losas nervadas o premoldeadas sin capa de compresión o uniones in situ, no tienen posibilidad de funcionar como diafragmas rígidos; en caso de utilizarse, el diseño y análisis de la estructura deberían partir de tal supuesto, circunstancia en que se dan las siguientes posibilidades: fig. 4.34.

Se considera al plano horizontal como no rígido. Cada pieza vertical deberán entonces resistir las solicitaciones de su "área de influencia".

El plano horizontal es rigidizado por medio de una triangulación. En general serán diagonales cruzadas de acero cuyo anclaje debe ser estudiado cuidadosamente. Las restantes barras de la estructura del techo deberán ser comprobadas para las solicitaciones producidas por el funcionamiento de la triangulación y por las flexiones que se originan al llevar las fuerzas a los nudos. Se puede también rigidizar el plano utilizando un pórtico horizontal, aprovechando los elementos de borde. Esta solución puede ser muy conveniente cuando los elementos de borde son vigas T o L con alas importantes que les permitan su trabajo como pórtico horizontal

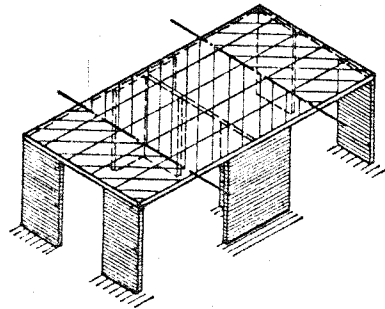


- a) Cuando los planos horizontales son muy irregulares, es aconsejable separar el edificio en cuerpos de comportamiento uniforme

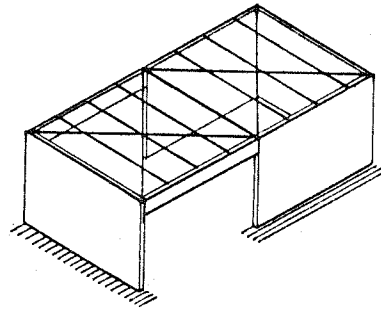


- b) No es posible introducir juntas cuando el sistema de rigidización horizontal es único: en ese caso debe VERIFICARSE LA RESISTENCIA Y RIGIDEZ DE LA LOSA

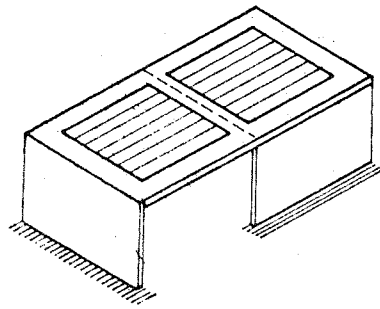
Fig. 4.33 Las losas en edificios de planta irregular



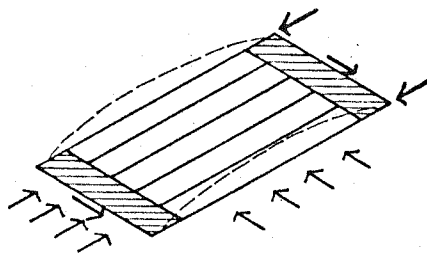
a) Cada elemento soporta su "área de Influencia "



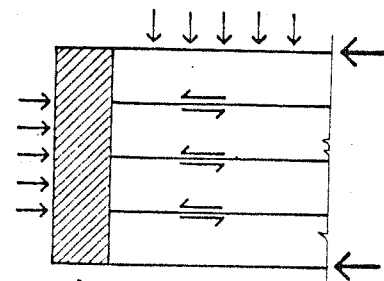
b) Plano horizontal triangulado



c) Pórtico horizontal



d) Losas premoldeadas de grandes dimensiones



e) Esfuerzos entre los elementos

Fig. 4.34 Planos horizontales no rígidos en hormigón armado

Cuando se trata de losas premoldeadas con elementos de grandes dimensiones, puede bastar con elementos extremos de suficiente resistencia para absorber los empujes en sentido longitudinal. En sentido transversal sólo sería necesario comprobar la resistencia a las solicitaciones que el resbalamiento de una losa sobre la siguiente le provocan, menores que las primeras.

Muchas veces es innecesario tomar en cuenta el resbalamiento porque la resistencia de los propios elementos suele ser suficiente para llevar las fuerzas a los bordes.

En cualquiera de estos casos será necesario estudiar la rigidez del plano horizontal y su influencia en el comportamiento del edificio, especialmente si los cerramientos son rígidos.

En estructuras metálicas lo más conveniente es utilizar diagonales cruzadas que, como ya señaláramos, deben ser puestas en tracción convenientemente durante el montaje. La ubicación de las diagonales debe estudiarse en relación con los planos verticales de rigidización, fig. 4.35, de modo que el total sea indeformable y al mismo tiempo haya economía en la solución.

En cubiertas estas diagonales deberán, además, servir para el arriostramiento de las distintas estructuras (limitar la longitud de pandeo de los cordones comprimidos y evitar el volcamiento de vigas, por ejemplo) lo que puede condicionar su distribución. Por otra parte, los movimientos por temperatura deben considerarse en el diseño y ubicar consecuentemente los arriostramientos; tanto los del techo como los verticales. Fig. 4.35.

Cuando el sistema de cubierta (ó entrepiso) está constituido por placas rígidas, se puede aceptar que el plano horizontal completo funciona como arriostramiento; pero debe asegurarse la transmisión de esfuerzos entre los cerramientos y la estructura metálica. Por orden de efectividad pueden citarse:

- Losas de hormigón coladas sobre chapa plegada, que funciona como encofrado perdido y como armadura.
- Placas premoldeadas de hormigón denso o liviano, siempre que estén rígidamente unidas a las vigas o correas.
- Paneles livianos de cierre.
- Paneles de aglomerados de madera o similares (usualmente como cielorrasos).

Las uniones son, en general, similares a las ya estudiadas para los paneles portantes, de los que éstos son casos particulares. Si bien la cubierta tradicional de chapas onduladas de metal o fibro-

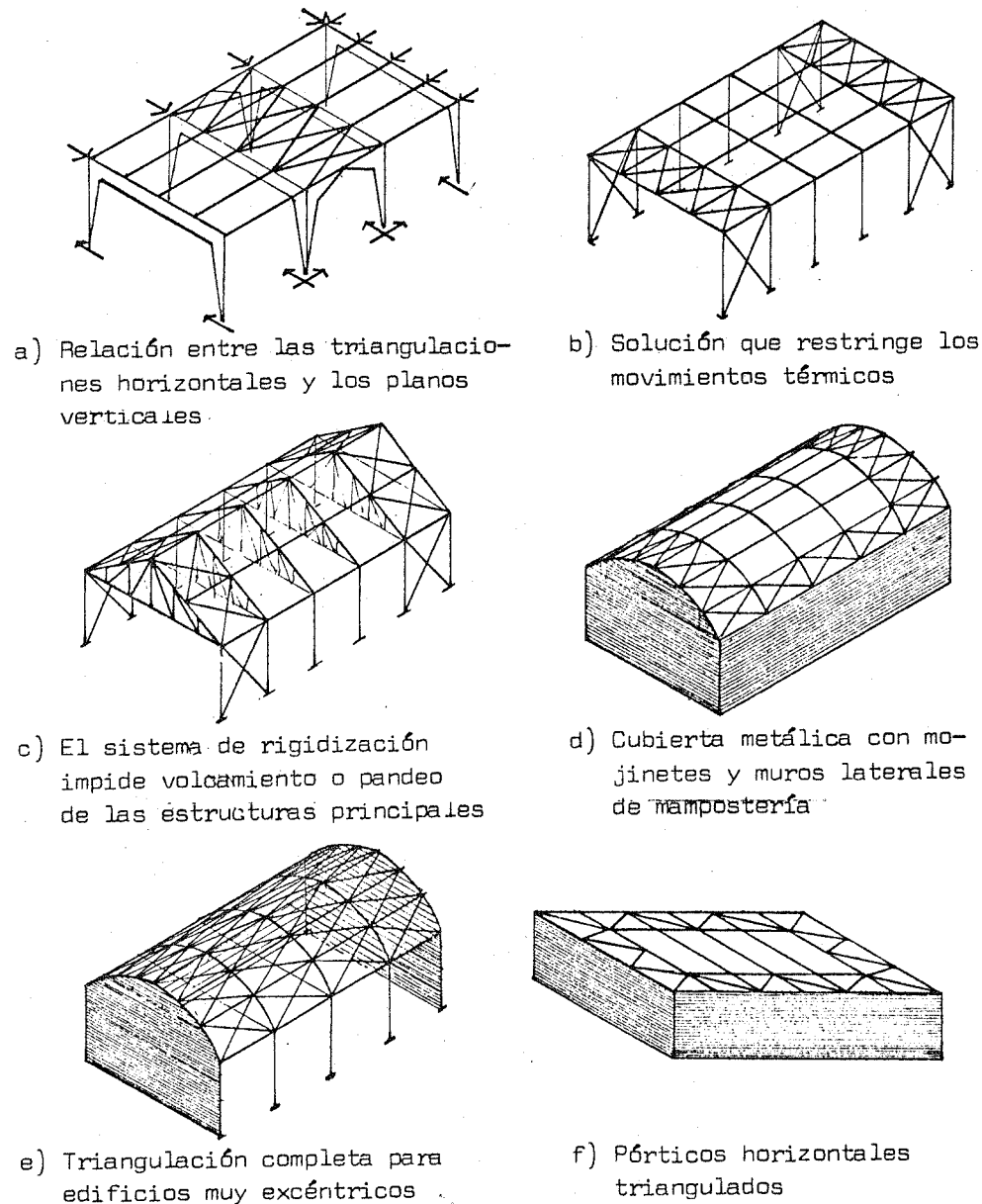


Fig. 4.35 Triangulaciones de rigidización en el plano horizontal

cemento restringe las deformaciones del techo, normalmente sus sistemas de unión y su rigidez propia en el plano son poco eficaces para considerarlos seriamente en el mecanismo de rigidización; por eso su uso no exime de colocar alguna otra forma de arriostramiento más efectiva.

También se puede utilizar un sistema de pórtico horizontal para transferir los esfuerzos y vincular los planos verticales de rigidización. Normalmente este pórtico será triangulado. Esta solución es muy corriente cuando existen cerramientos altos y relativamente largos entre los planos verticales de rigidización como suele ocurrir en los hangares. En esos casos el resultado es una verdadera estructura espacial, y la única solución posible, además de triangular todos los recuadros del techo, cuando hay excentricidades importantes en el edificio.

Existen dos casos extremos de estructura de madera:

- techos o entrepisos de madera apoyados en muros de mampostería.
- estructura completa de madera.

En ambos se dan todas las alternativas de rigidización ya enunciadas, pero en el primero, además, debe cuidarse especialmente el anclaje eficiente del envigado a los muros (39).

Algunos techos primitivos (caña y barro sobre rollizos, paja y barro sobre rollizos) y los techos de chapa ondulada sobre tirantes no tienen una gran rigidez para acciones en su plano; si bien restringen algo los movimientos de las piezas verticales, no pueden ser considerados como "placas rígidas" (40). En consecuencia, esos edificios deben estructurarse de modo que los elementos verticales resistan los esfuerzos de su "área de influencia". Si las vigas de techo se encuentran bien ancladas a los muros pueden funcionar como bielas, transmitiendo esfuerzos axialmente entre los elementos verticales. Se establece un vínculo por el que los desplazamientos de los elementos vinculados, en el sentido de la viga, es el mismo. Este tipo de funcionamiento puede solucionar problemas de estabilidad de las paredes sin recurrir a dimensiones exageradas en ellas y, sobre todo, en sus bases, fig. 4.36. Si se deseara mejorar el funcionamiento de esos techos, podrían triangularse. Debería recurrirse a diagonales de alambre grueso o fleje, cuidando escrupulosamente el anclaje.

En las construcciones de madera escuadrada es mucho más fácil rigidizar los planos horizontales. Tanto en entrepisos o techos es posible utilizar los elementos que el tipo de construcción elegida posee para lograrla, fig. 4.37:

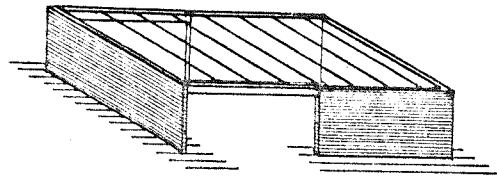
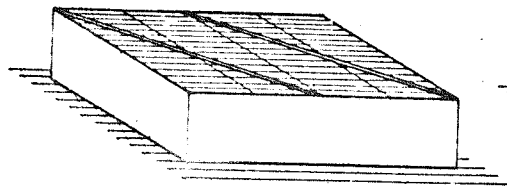
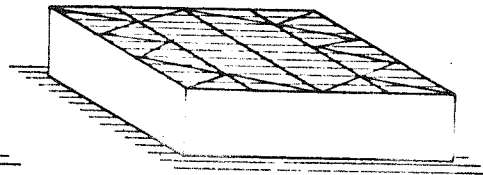


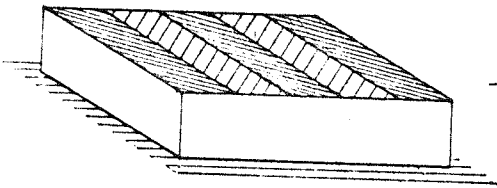
Fig. 4.36 Las vigas de techo pueden funcionar como bielas entre los muros



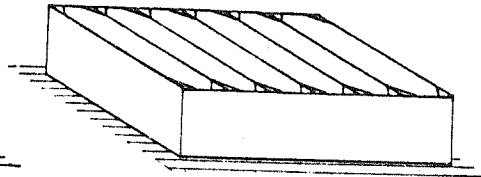
a) Diagonales de tablas clavadas



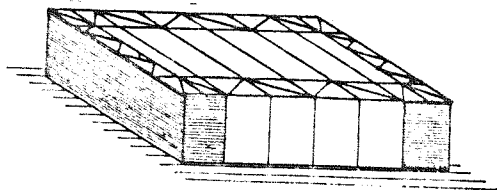
b) Diagonales entre las vigas



c) Entablado diagonal



d) Sistema jabalconado



e) Pórtico horizontal triangulado

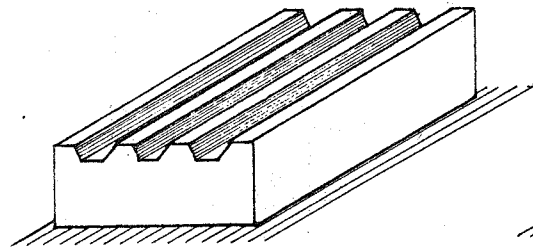
Fig. 4.37 Rigidización de techos de madera

- a) diagonales de madera entre vigas.
- b) entablado de cerramiento clavado a todas las vigas, con tablas diagonales superpuestas.
- c) entablado en diagonal en uno o en dos sentidos. Esta solución es más compleja constructivamente y disminuye el aprovechamiento de la madera, pero es muy eficiente estructuralmente, sobre todo cuando se utilizan dos capas superpuestas (o en la cara superior e inferior de la estructura), con inclinaciones opuestas. Conviene si los esfuerzos son grandes y si las dimensiones son adecuadas para disminuir el desperdicio.
- d) Paneles de madera aglomerada o paneles livianos simples o compuestos, siempre que se resuelvan las vinculaciones adecuadamente.
- e) Rigidización de los encuentros del envidado, en general con jabalcones, formando un sistema aporticado horizontal. Esta solución tendrá casi siempre poca rigidez.
- f) Formación de un pórtico horizontal con algunos elementos de la estructura, solución que conviene cuando los esfuerzos son importantes y el resto de la estructura puede mantenerse muy liviana. Este pórtico puede ser triangulado, como se muestra, o de alma llena, utilizando una doble capa de tablas en diagonal entre las vigas unidas.

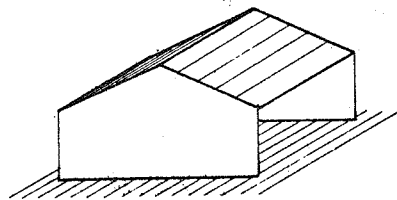
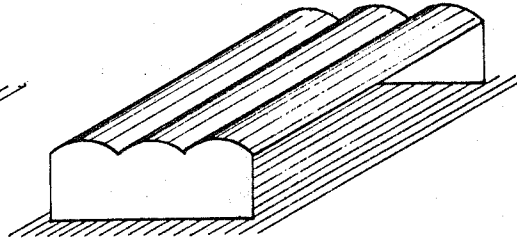
4.7. - TECHOS NO PLANOS

Los techos no planos se presentan como un caso particular. Entre ellos existen, contruidos de los más variables materiales, estructuras laminares de curvatura simple o doble, plegados y bóvedas. Nos interesa particularmente su comportamiento dentro del conjunto del edificio para las cargas horizontales.

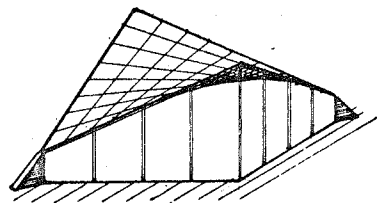
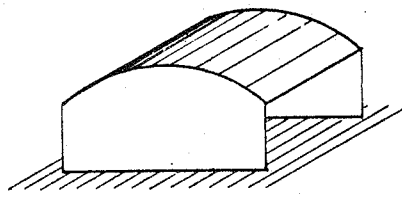
Cabe hacer una distinción según sean las proporciones en planta de estos techos cuando se trata de plegados o cilindros. Los vamos a llamar estructuras "largas" o "cortas" según sea la relación entre la dimensión del pliegue (radio y ancho en las cilíndricas) y la longitud fig. 4.38. Es bastante evidente que las estructuras cortas tienden a funcionar como los techos planos; y en general no van a presentarse problemas de rigidización, para la que se utilizarán los sistemas propuestos antes. En las estructuras "largas" y en las de doble curvatura, en cambio no puede asegurarse a priori un comportamiento satisfactorio.



a) Cáscaras o láminas "largas"



b) Cáscaras o láminas "cortas"



c) Cáscaras o láminas de doble curvatura

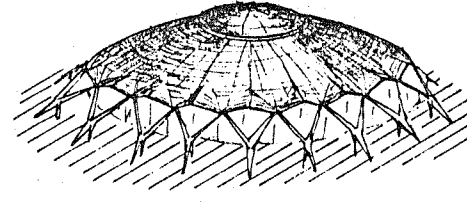


Fig. 4.38 Techos no planos

Existen dos aspectos a considerar: el funcionamiento de la estructura de techo para transmitir la acción horizontal que se origina en ella misma a los apoyos, y su funcionamiento como parte del conjunto para completar el mecanismo estructural del edificio.

En cuanto al primer aspecto debe recordarse que estas formas estructurales se originan en la necesidad de resistir, con la mayor eficiencia, las cargas verticales; de las cuales la más importante es el peso propio. Afortunadamente esa eficiencia las hace muy livianas por lo que la acción sísmica "propia" es reducida. Con ello queremos indicar que el estado tensional en la superficie no se altera sustancialmente por la acción horizontal, aunque sobre los vínculos, naturalmente, la acción resultante puede ser (y generalmente es) de gran magnitud.

Es importante entonces evitar soluciones constructivas pesadas, para ellas o las terminaciones (aislaciones e impermeabilizaciones, etc.). También hay que tomar en cuenta que, aún para aquellas formas -como las bóvedas- que funcionarían en compresión pura para las cargas verticales, aparecerán inevitablemente tracciones o flexiones para las acciones horizontales; las que deberán resistirse con armaduras en el caso de estructuras de hormigón o madera.

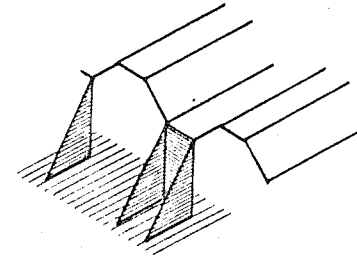
De todos modos, los esfuerzos propios deben ser analizados, lo que es relativamente fácil en cilindros o plegados pues presentan analogía con el caso de losas construídas con elementos de grandes dimensiones premoldeadas. Si el pliegue o la cáscara individual es capaz de soportar las tensiones tangenciales, sólo es preciso asegurar el funcionamiento como conjunto, que es en estas estructuras el más delicado. En superficies de doble curvatura, en cambio, el análisis es mucho más complejo y está grandemente influenciado por la disposición de los vínculos. Por eso no es posible hacer generalizaciones, sino que cada caso requiere especial estudio (42).

En ocasiones se impone a una de estas estructuras la misión de participar en el mecanismo de conjunto del edificio. Entonces tiene particular importancia la coherencia entre las características constructivas del techo y las de los cerramientos, que debieran ser livianos para no imponer esfuerzos grandes a la cubierta. También desde este punto de vista los cilindros y plegados, por el carácter unidireccional de su funcionamiento, admiten un tratamiento de tipo general en el que se mantiene la analogía con las losas de elementos premoldeados de grandes dimensiones. No ocurre lo mismo con las otras formas de cubierta, que deben ser analizadas en cada caso particular. Podemos advertir, sin embargo, que en cilin-

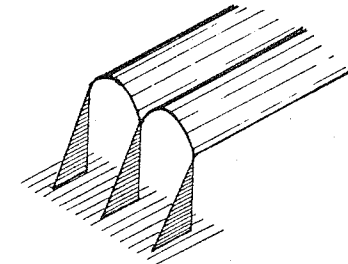
dros y plegados es posible establecer a priori cierta rigidez, en una dirección al menos; en los otros tipos no y probablemente sea muy poco ventajoso intentar utilizarlos como parte del conjunto estructural.

En cuanto a los primeros, para absorber los esfuerzos en sentido longitudinal podemos proponer: (fig. 4.39).

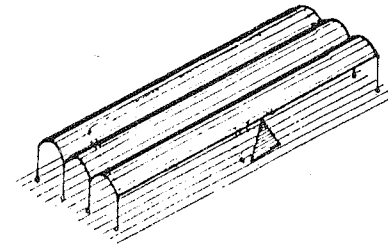
- a) Contrafuertes apropiados en cada pliegue o bóveda; en los extremos, o en el apoyo central.
- b) Formar un pórtico laminar, haciendo llegar la estructura hasta el suelo (43).
- c) Un sistema de rigidización que reúna los esfuerzos de varios pliegues u ondas, para el que existen innumerables posibilidades según el tipo de estructura que se utilice.



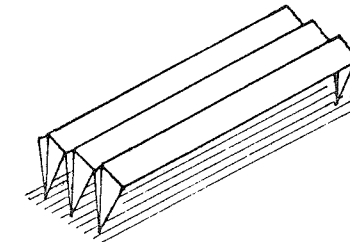
a) Contrafuertes en los extremos de cada pliegue o cáscara



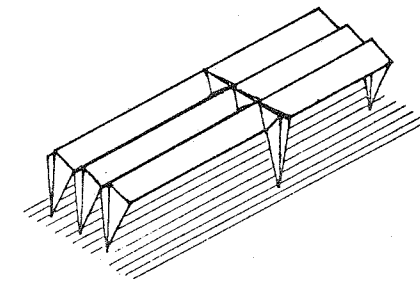
b) Contrafuertes intermedios



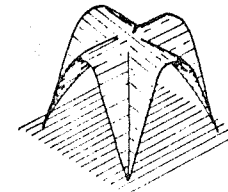
c) Pórtico laminar



d) Sistemas de rigidización con losas y pórticos



e) Sistemas de rigidización con pórticos laminares



f) Pórtico laminar espacial

NOTAS

- (1) Las disposiciones reglamentarias relativas a la mampostería se tratan en el apartado 4.2.
- (2) Aprovechando el peso para estabilizarla.
- (3) Hormigón ciclópeo es aquel que tiene agregado de canto rodado de grandes dimensiones, aproximadamente 20 cm, propio de las zonas pedemontanas junto a los ríos.
- (4) Por ejemplo, embeber en asfalto la zona en contacto con el hormigón. Otras formas de protección y los detalles constructivos se exponen en el capítulo V.
- (5) El dimensionamiento de anclajes debe hacerse con una generosa previsión para la corrosión y esfuerzos 50 % mayores que los teóricos.

Fig. 4.39 Rigidización de techos no planos

- (6) Los edificios envejecen, no sólo en su aspecto sino en su "organismo" y la idea del edificio estático, inalterable, es la causa de muchas ruinas por falta de mantenimiento en nuestro mundo actual tan contaminado.
- (7) El proyecto de cap. 8 del CCA da normas claras para su diseño; se reproduce en el Apéndice 7.
- (8) Algunos esfuerzos han hecho ya el ICPA y otras instituciones
- (9) Se volverá sobre esto en el capítulo V.
- (10) Existen tres modalidades constructivas en mampostería: Simple: es decir, sin ningún tipo de armaduras; Armada: cuando se disponen armaduras repartidas más o menos uniformemente en la masa del muro; y Reforzada, cuando se disponen armaduras concentradas en nervios: los encadenados.
- (11) Expusimos en el capítulo II que la ductilidad estructural es vital para la supervivencia frente a acciones dinámicas. Por eso, aunque es tolerable el uso de mampostería simple en los sistemas de arristramiento contra viento de edificios comunes, no se le admite para resistir acciones sísmicas.
- (12) Naturalmente, nos estamos refiriendo a alturas de 1 piso normal, aproximadamente 3 m; art. 7.3. del CCA.
- (13) Tal como ocurre en vigas de hormigón armado de alma muy alta
- (14) En el capítulo III tratamos las acciones perpendiculares al plano del muro. Las dimensiones y ubicación de los arriostamientos son reglamentadas por el art. 7.3.3.1. del CCA.
- (15) Este es uno de los detalles constructivos más significativos de la mampostería, tanto en lo referente a economía como a seguridad; y es analizado en el capítulo V.
- (16) En general, polígonos convexos, de los cuales el más natural es el rectángulo.
- (17) Art. 7.3.3.1. y 7.3.3.5. del CCA.
- (18) El art. 7.3.3.1. limita a 1:2,25 la relación de lados de la abertura, pero es aconsejable no llegar a ella.
- (19) Tal como lo exige el art. 7.3.3.6., cuando es necesario hormigonar previamente la estructura principal, pueden dejarse anclajes, pero nunca se levantará el muro contra la estructura, sino colocando un elemento de hormigón armado intermedio que se hormigonará posteriormente. Este caso es muy raro en las construcciones bajas para vivienda, pero puede presentarse con alguna frecuencia en otros tipos de edificios.
- (20) El reglamento exige por lo menos igual resistencia y rigidez que los encadenados de hormigón armado (7.3.3.7. CCA).
- (21) La dosificación del hormigón de relleno será la que corresponde a un hormigón simple normal; y el volumen de piedra bola no superará el 40 % del volumen real.
- (22) En los bordes 0,15 % si es acero de alto límite de fluencia (tipo III, IV ó V), y 0,20 % si es acero común, pero no menor que $5 \frac{\sigma_{b,c}}{\sigma_{e,c}}$ %. Los mismos límites valen para los estribos cuando la tensión tangencial supera el valor para el cual deben absorberse los esfuerzos con armadura (8,5 kg/cm² para hormigón de $\sigma_{b,c} = 130$ kg/cm²); para valores inferiores se colocará un mínimo de 0,1 % (Todos los porcentajes referidos a la sección del alma del tabique con un plano vertical perpendicular). La armadura vertical mínima del alma será el 50 % de los estribos o el 8 % de la armadura de borde, que podrá disminuirse si así se determina por análisis minucioso del estado tensional completo.
- (23) Su reciente aparición no ha permitido experiencias particulares en el aspecto que nos interesa.
- (24) Los criterios se expusieron al tratar de las columnas.
- (25) Interesa también la resistencia, pero desde el punto de vista del buen diseño, si el panel no tiene suficiente resistencia, debería desvincularse convenientemente de la estructura.
- (26) No nos detendremos en estos aspectos que forman parte de un estudio completo sobre prefabricación y nos alejarían del tema.
- (27) De otro modo los daños pueden ser muy graves, no sólo para la escalera sino para todo el edificio.

- (29) En el capítulo III, 3.3. se indicó el criterio para definir la configuración de las triangulaciones. Ejemplos en Mendoza: la Facultad de Arquitectura, la Estación Terminal de Omnibus y el Automóvil Club Argentino.
- (30) Como la zona oeste de la Argentina.
- (31) En algunas zonas mineras de Inglaterra se los utiliza en edificios escolares de una o dos plantas para evitar daños por asientos importantes.
- (32) Y salvo que esté empotrada en la base pierde totalmente su eficacia como arriostramiento en ese caso.
- (33) En el capítulo VI exponemos el tema de la relación entre rigidez y resistencia.
- (34) Los detalles constructivos se analizarán con más detenimiento en el capítulo V.
- (35) Algunos detalles constructivos se muestran en el capítulo V.
- (36) Se utilizan los mismos procedimientos ya estudiados para las columnas empotradas en la base.
- (37) Losas cerámicas con o sin pretensado, losas con bloques de hormigón, etc.
- (38) Art. 7.2. CCA.
- (39) Ver los detalles constructivos en el capítulo V.
- (40) Los techos de chapa ondulada atornillada o clavada a los tirantes pueden considerarse rígidos en construcciones pequeñas con paredes muy livianas.
- (41) Se puede utilizar diagonales de madera aunque las dificultades constructivas con los rollizos y las cañas hacen aún más trabajosa una buena transmisión de esfuerzos.
- (42) Afortunadamente, la obra de Candela demuestra que aún en los Paraboloides hiperbólicos, cuya forma permite que las flexiones se propaguen en toda la superficie, la acción propia es reducida; siempre que la vinculación para fuerzas horizontales no perturbe excesivamente el funcionamiento de la cáscara.
- (43) Sala de conferencias del palacio UNESCO, París; Breuer, Nervi

CAPITULO V

EL DISEÑO CONSTRUCTIVO: LOS DETALLES

En este capítulo nos referimos específicamente a los detalles constructivos. Nos interesa particularmente exponer criterios de diseño, aplicables en general, antes que la presentación de soluciones tipo; pero de todos modos ejemplificaremos sobre casos concretos. Los criterios a que hacemos referencia están estrechamente vinculados a la naturaleza del material empleado. En consecuencia abandonamos el ordenamiento por tipologías que hemos seguido hasta aquí y agrupamos las soluciones por materiales constructivos. Estudiaremos, además, los detalles asociados con elementos no estructurales: cerramientos no portantes e instalaciones.

En beneficio de la brevedad, trataremos de circunscribir el desarrollo del tema a aquellas particularidades que derivan de la acción sísmica. Sin embargo, la reiterada utilización de prácticas constructivas viciosas, hará necesarias algunas generalizaciones propias de un tratado de construcción. Muy justificadas si tenemos en cuenta que en las regiones menos desarrolladas son muy incompletos los reglamentos y normas, los técnicos y aún los profesionales suelen carecer de conocimientos técnicos suficientes y escasea la mano de obra calificada. Existe, sin embargo, amplia bibliografía sobre el tema, a la que nos remitimos. Damos por aceptado que las principales normas sobre tecnología constructiva (1) son de cumplimiento obligatorio si se pretenden edificios de calidad razonable; aún cuando aquellas no sean suficientemente conocidas, menos aún aplicadas.

5.1. - MAMPOSTERIA (2)

Los aspectos de diseño constructivo más importantes a tener en cuenta para la mampostería son la traba, los encadenados, las armaduras y la vinculación de los muros.

Traba

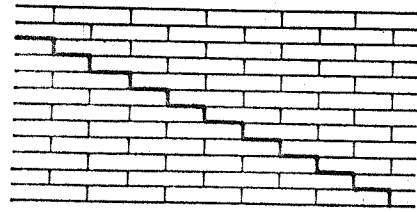
Por las propiedades del material empleado, la traba debe ser tal que el plano de junta resulte perpendicular a los esfuer-

zos predominantes. Como normalmente los bloques utilizados son paralelepípedos, no hay posibilidades de lograr traba en dos direcciones sino sólo en una (3). Si las hiladas son horizontales, como es la situación más corriente, los esfuerzos horizontales tienden a deslizar una hilada sobre la inferior y a desprender el muro en dos partes por tracciones oblicuas, como ya se explicara. Por consiguiente las trabas deben producir líneas oblicuas de juntas tan horizontales como sea posible, ya que la resistencia a deslizamiento es siempre superior a la de tracción. No son entonces convenientes los mampuestos excesivamente altos.

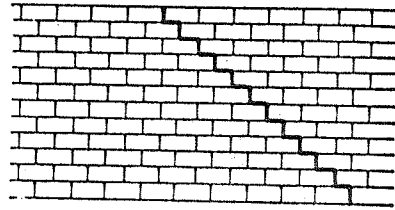
Es reconocido el ahorro de mano de obra que permiten, pero siempre debe utilizárselos en esta zona (y aún en aquellas no sísmicas) de modo que el largo en el sentido del muro sea suficiente con relación al espesor de la hilada. En otras palabras, si la altura del bloque crece también debe aumentar su longitud.

En la figura 5.1. se muestran algunas trabas típicas y la inclinación de la junta crítica, función de las proporciones del mampuesto en cada caso. Para un muro de ladrillo común ($a:b:c = 1:2:4$ de medio ladrillo de espesor ("a sogá")); la inclinación resulta ser 1:2. En muros de un ladrillo con todos los ladrillos de cabeza, -traba llamada "de testers"- la inclinación resulta de 1:1. Esto, unido a la facilidad con que se pierde la traba durante la construcción por las diferencias de dimensiones entre los ladrillos, la hace poco recomendable y explica la sensibilidad de los muros así construídos para agrietarse por pequeños asentos de la fundación. Mucho más conveniente es la traba llamada "gótica", en la que se alterna un ladrillo de cabeza y dos a sogá en todas las hiladas, cuya junta crítica tiene una inclinación 1:3. Los bloques de hormigón o cerámico hueco (1:1:2), dan inclinaciones 1:1, pero la regularidad del mampuesto y su mayor dimensión facilita mantener la traba y reparte mejor las cargas que en el segundo caso. El uso de bloques relativamente cortos y altos; como por ejemplo muros de 0,10 m de espesor con bloques de 8 x 18 x 25; o "ladrillos" de 8 x 18 x 30; o muros de 0,20m con bloques de 18 x 18 x 25; da por resultado una línea crítica muy vertical (2:3).

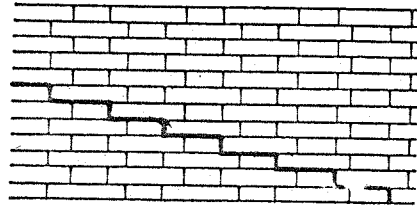
Además cada hilada debe tener comportamiento homogéneo ya que de otro modo se producirían concentraciones de tensión que pondrían en peligro la estabilidad del muro. Por eso las juntas entre hiladas tienen que atravesarlo totalmente. Hay que recordar que el mortero se retrae al fraguar y endurecer; y si las juntas no atraviesan el muro, la retracción es diferente en las distintas porciones del espesor. (4). Por esta razón no debe admitirse como portantes y son desaconsejables como cerramientos las trabas que se indican en la fig. 5.2. Tampoco es aceptable, salvo casos muy par-



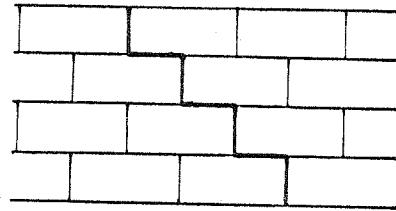
a) Muro de ladrillos comunes "a sogá"



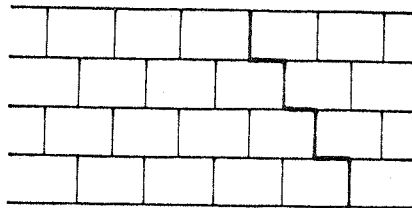
b) Muro de ladrillos comunes "de cabeza" o "testeros"



c) Traba "gótica"

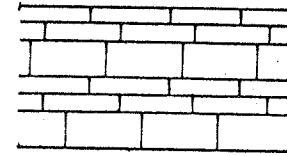


d) Traba en bloques de hormigón o cerámicos huecos

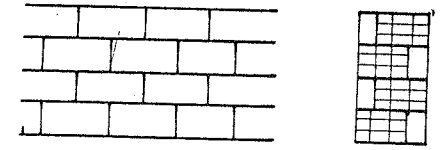


e) Mala traba en muros de cerámico hueco 18:18:25

Fig. 5.1 Influencia de la traba en el plano de rotura

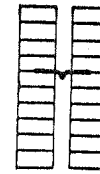


a) Mampuestos de plano y de canto

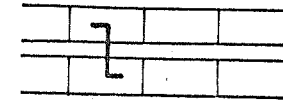


b) Mampuestos heterogéneos

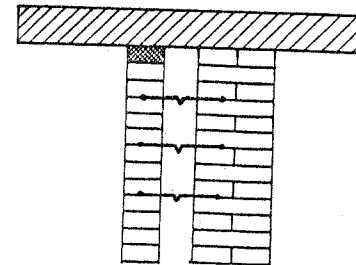
Fig. 5.2 Trabas inaceptables por falta de homogeneidad en el comportamiento de la hilada



a) Muros de dos capas de igual material



b) Muros de dos capas de materiales diferentes



c) Desvinculación entre la losa y la capa no portante

Fig. 5.3 Muros de dos capas unidas por llaves metálicas

ticulares, el "enchapado" de muros con igual o distinto material. El enchapado debe considerarse un revestimiento que no colabora en el trabajo estructural y que puede desprenderse cuando ocurra un sismo. Para evitarlo debe vincularse adecuadamente, por ejemplo con grampas o llaves metálicas, pero entonces conviene utilizar placas de dimensiones grandes para disminuir el número de fijaciones.

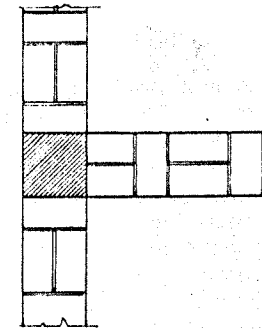
Semejantes consideraciones pueden hacerse respecto de los muros de dos capas, en los que se debe cuidar la unión entre ellas colocando, eventualmente, llaves o pasadores metálicos, fig. 5.3. (5). Si no se puede asegurar el comportamiento uniforme de todas las que componen el muro, como cuando se emplean mampuestos de muy distinta absorción o con una cantidad de juntas horizontales muy diferente, la distribución de solicitaciones entre las distintas capas es muy difícil de establecer y varía, además, con el tiempo y la carga. En esos casos es preferible asignar a una sola de ellas el carácter portante y desvincular convenientemente la otra.

De cualquier modo ambas capas deben tener estabilidad para las acciones horizontales perpendiculares a su plano. Las trabas deben permitir desplazamientos en direcciones paralelas al mismo, para que la desvinculación sea efectiva. La capa portante, en estos casos, debe cumplir individualmente con todas las exigencias para los muros portantes; y siempre debe ser verificada su resistencia para las acciones perpendiculares al muro en conjunto.

Encadenados

En el capítulo anterior quedaron expuestas las razones que explican la necesidad de los encadenados para las construcciones de mampostería. Bástenos ahora remarcar que en una zona sísmica siempre debe considerarse que el material constructivo "mampostería" incluye, además de los bloques mampuestos, las armaduras de encadenado como componente inseparable. Y así como no se concibe un muro de ladrillos sin mortero, tampoco debe imaginarse el muro sin encadenados.

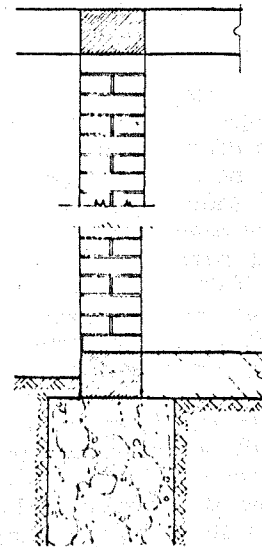
Si sólo atendemos a los requerimientos de la seguridad estructural, la ubicación y dimensiones más convenientes para los encadenados de hormigón armado se obtienen al ocupar totalmente la intersección de los elementos arriostrados, fig. 5.4. De este modo se consigue la mejor transferencia de esfuerzos entre el panel de mampostería y las armaduras. En cualquier caso las dimensiones deberán ser suficientes para satisfacer las exigencias reglamentarias y para permitir un llenado correcto (6). En el caso de encade



a) Encuentro de muros



b) Extremo de muros



c) Encadenados horizontales

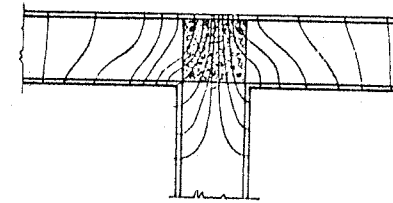
Fig. 5.4 Ubicación y dimensiones de los encadenados

nados de extremos de muros, las secciones deberían ser cuadradas y nunca menores de 13 cm.

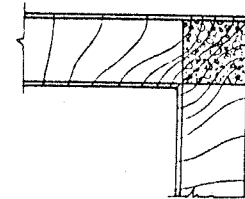
Sin embargo esas disposiciones suelen acarrear inconvenientes al producir puentes térmicos que comprometen las condiciones de habitabilidad de la construcción. No sólo aparecen flujos térmicos superiores al promedio del muro en el encadenado, sino también en la masa próxima, fig. 5.5. Durante la estación cálida resultan ganancias de calor que pueden ser notables para las viviendas, por que el número de encadenados es importante; pero en la estación fría aparecen además condensaciones, que siempre disminuyen la durabilidad y deterioran gravemente la salubridad del ambiente. Para evitarlo se disponen protecciones locales con placas o revoques aislantes, pero recubiertos exteriormente para impedir su deterioro, ya que siempre son materiales blandos y muchas veces absorbentes. Se utilizan lanas minerales aglomeradas, poliestireno o poliuretano expandido, o revoques de vermiculita o perlita (mica o granulado volcánico expandidos).

Si el muro no lleva revestimiento o revoque externo las exigencias de aislamiento térmico-hidrófugo y, en determinadas circunstancias la expresión arquitectónica del edificio, pueden hacer aconsejables otras soluciones, fig. 5.6. El encadenado ha de tener siempre suficiente contacto con el panel de mampostería y como mínimo estar embutido en la mitad de su espesor. Soluciones como la indicada en la fig. 5.6. (e) no aseguran el encadenado efectivo del muro.

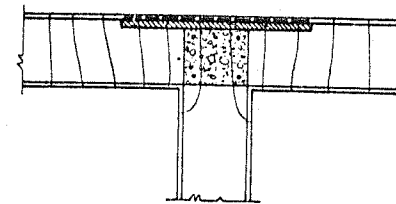
Otro modo de alojar los encadenados es emplear bloques especiales, fig. 5.7., de los cuales existe un gran número, tanto cerámicos como de hormigón. Aunque no resuelven adecuadamente los puentes térmicos, porque el espesor de cerámico no alcanza para una protección suficiente, tienen la ventaja de ahorrar el encofrado y racionalizar notablemente la construcción de mampostería. Como con trapartida, crean considerables dificultades para el anclaje de los encadenados verticales, pues el empleo de "bloques-columna" implica levantar el muro primero, luego colocar las armaduras en el hueco y hormigonar. Entonces un adecuado anclaje de la armadura vertical es difícil. Se puede dejar arranques; pero así no hay modo de estripar el empalme, cuya eficacia queda muy disminuida. Además los arranques deben colocarse en posición con tolerancias muy estrechas y mantenerse durante el hormigonado de los cimientos; todo eso complica la construcción. Más seguro para lograr un anclaje eficiente es dejar sin colocar los bloques del vértice del muro y un hueco en la fundación (7); si bien esta solución implica mayor consumo de hormigón y cuidado en el plantillado del muro. Menos dificultades se presentan cuando no es necesario que los encadenados



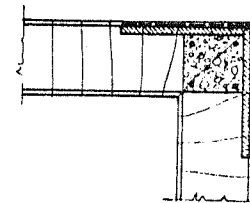
a) Líneas de flujo en un puente térmico



b) Efecto de esquina

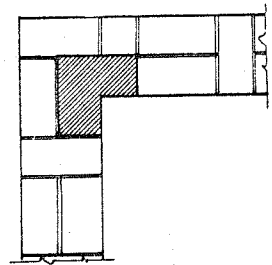


c) Protección del puente térmico

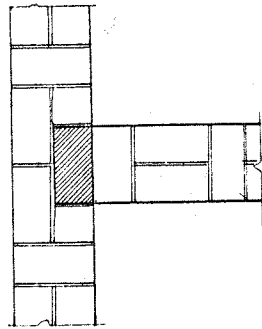


d) Protección del puente térmico

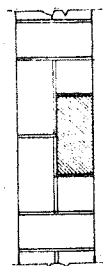
Fig. 5.5 Puentes térmicos producidos por encadenados



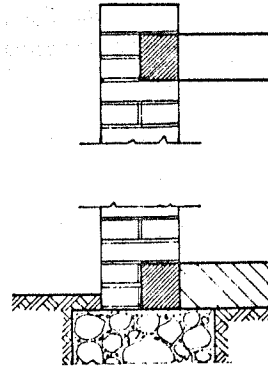
a) Esquina de muros



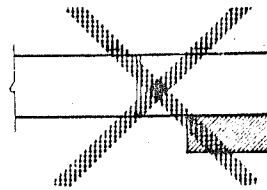
b) Intersección de muros



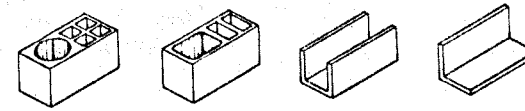
c) Encadenado intermedio



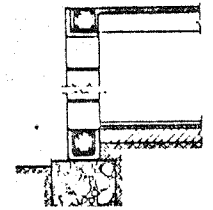
d) Encadenados horizontales



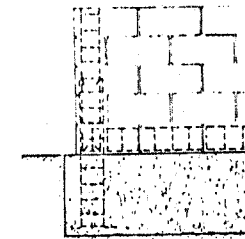
e) Solución inaceptable



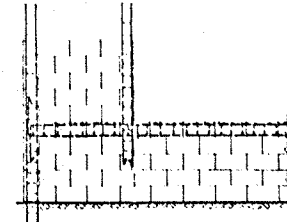
a) Distintos tipos de bloques



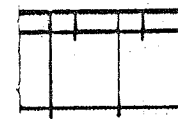
b) Encadenados horizontales



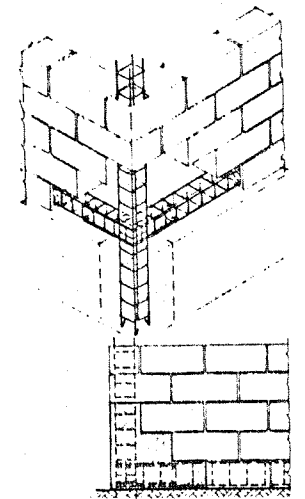
c) Arranque de armaduras en la fundación



d) Encadenados verticales parciales (bordes de aberturas)



e) Encadenados verticales en bordes de ventanas altas



f) Vértice a completar con hormigón in situ

Fig. 5.6 Soluciones para evitar el encadenado en el espesor total del muro

Fig. 5.7 Encadenados alojados en bloques especiales

verticales lleguen a la fundación, como sucede junto a las ventanas. Entonces es posible colocar las armaduras en bloques por debajo del nivel del encadenado del antepecho y aunque luego haya que "enhebrar" los bloques en la altura restante, serán normalmente pocas hileras (5 ó 6). Esta solución es muy adecuada cuando un antepecho alto deja pequeñas aberturas junto a la losa.

En el capítulo IV se hizo referencia a la unión de los encadenados. Presentémosla ahora en detalle. La unión debe ser tal que permita la transferencia total de esfuerzos de una pieza a otra y por lo menos tan resistente como los elementos unidos. Cuando los encadenados son de hormigón armado, existen algunos criterios básicos a tener en cuenta:

- Los empalmes de barras deben reducirse al mínimo; y no deben concentrarse en la misma sección.
- Los nudos deben tener suficiente armadura transversal para absorber las concentraciones de tensiones.
- Los esfuerzos se transmiten de barra a barra por adherencia con el hormigón (8); y por lo tanto el hormigón debe rodear totalmente a las armaduras y llenar completamente el nudo.
- Las barras deben tener una longitud de anclaje adecuada, nunca rectas, sino con ganchos.
- La solución debe ser económica, por lo que es conveniente concentrar las operaciones en el menor número posible de piezas.

Los casos típicos de uniones son: fig. 5.8.

- Encuentro de dos encadenados perpendiculares (esquina del enmarcado de un muro plano).
- Encuentro de tres o más encadenados en un plano.
- Encuentro de tres o más encadenados no coplanares.
- Empalme de armaduras en un encadenado largo.

Dentro de los criterios indicados anteriormente se muestran algunas soluciones para estos casos en la fig. 5.9.

Como máximo se empalmará la mitad de las barras en una misma sección espaciando los empalmes el doble de la longitud de anclaje, fig. 5.9. (e). Conviene dar preferencia al encadenado que pasa (P. en las figuras) tratando de construirlo sin uniones o empalmes.

Sin duda, las exigencias enumeradas representan mayor trabajo

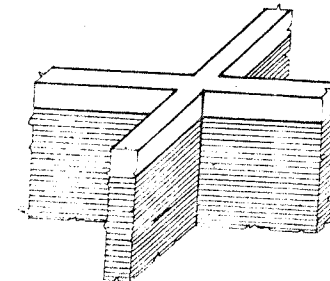
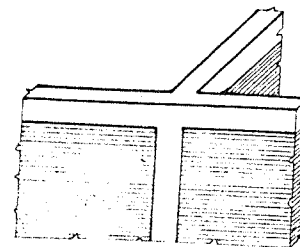
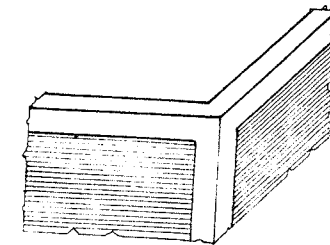
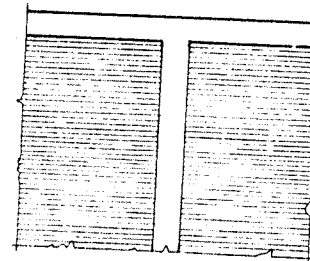
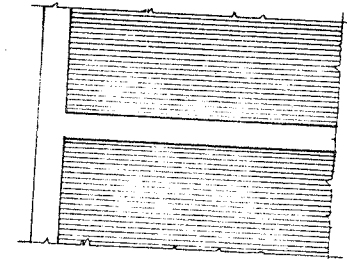
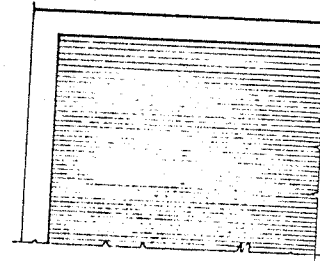
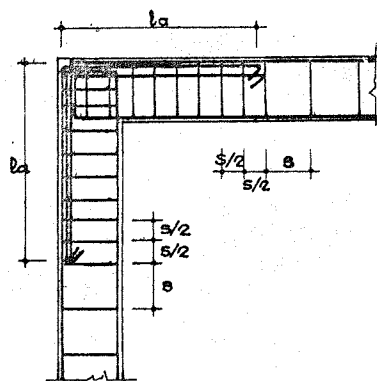
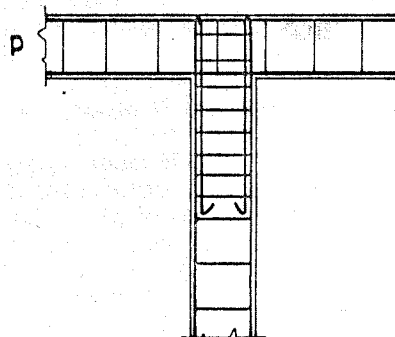


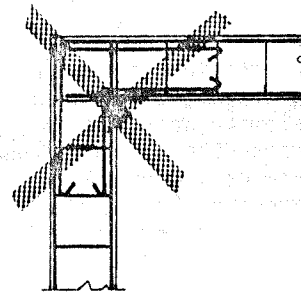
Fig. 5.8 Encuentros típicos de encadenados



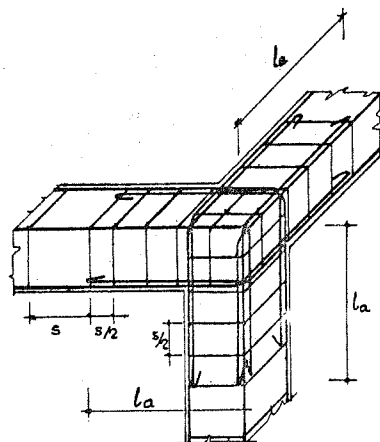
a) Encuentro en esquina



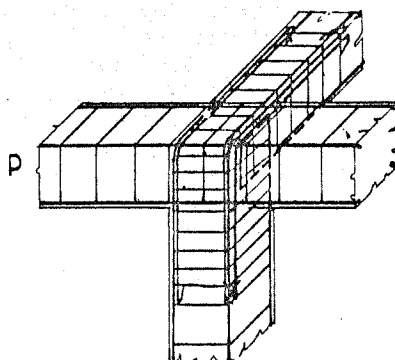
b) Encuentro en T



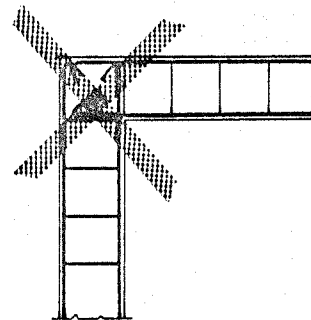
a) Escuadras suplementarias mal ubicadas



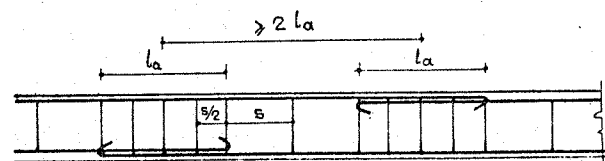
c) Triple encuentro en esquina



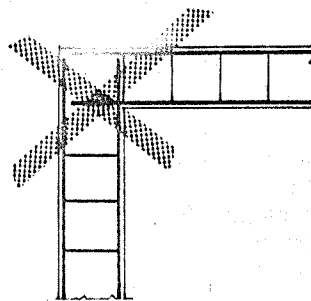
d) Doble encuentro en T



b) Ganchos en el nudo



e) Empalme de armaduras



c) Barras sin ganchos

Fig. 5.9 Soluciones para las armaduras de los encadenados

Fig. 5.10 Malas soluciones para las armaduras de los encadenados

y un pequeño costo adicional con respecto a prácticas bastantes generalizadas, fig. 5.10., como las escuadras postizas, los ganchos en el nudo o, peor aún, las barras sin ganchos; siempre agravadas por la falta de estribos en el nudo. sin embargo estas últimas soluciones no permiten asegurar un funcionamiento eficiente de las armaduras, como la razón y la experiencia de los sismos demuestra. Por lo tanto no se deben aceptar como alternativas de las mostradas anteriormente, ya que en el caso de adoptarlas la colaboración del encadenado es tan exigua que más valdría no ponerlo.

La economía no debe buscarse en los nudos; sino en una racional disposición del encadenado, disminuyendo el número de piezas, para lo cual es fundamental una correcta disposición de muros y vanos. Y ésto sólo se logra cuando el proyectista tiene un sólido conocimiento conceptual del fenómeno sísmico y sus consecuencias.

Mampostería armada

Una manera de disminuir la cantidad de encadenados y de aumentar la resistencia de la mampostería es armarla. Los reglamentos especifican cuantías mínimas (9), pues de otro modo la armadura no es suficiente para soportar las tracciones una vez producida la fisuración. En cualquier caso, se debe cumplir algunos requisitos:

- a) La separación entre hiladas armadas no debe superar los 50 cm.
- b) La junta donde se coloque la armadura deberá llenarse con mortero de cemento.
- c) Las armaduras deben anclarse adecuadamente. Para ello es necesario disponer encadenados perimetrales, prolongando las armaduras del muro suficientemente, con ganchos.
- d) En cada hilada armada se colocarán dos barras (próximas a cada paramento) unidas por estribos o espirales $1 \phi 4 \text{ c}/25$. De este modo se mejora la transferencia de esfuerzos entre la mampostería y sus armaduras; y se aumenta la resistencia a flexión en sentido perpendicular al plano del muro (10).

Con las trabas comunes sólo es posible armar las juntas horizontales, pero así se reduce la eficacia de la armadura. Si se utilizan bloques con huecos verticales (11), es posible colocar barras en ese sentido, aunque aparece entonces la dificultad de an-

claje que ya expusimos para el caso de los encadenados. Un modo de resolverlo es dejar arranques en el encadenado de fundación; y si éste se coloca dentro de un bloque especial, es más sencilla la ubicación de la armadura, ya que su posición queda marcada por los bloques, fig. 5.11.

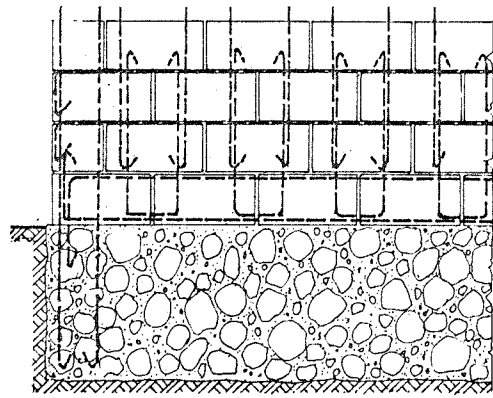
Utilizando trabas no tradicionales con ladrillos comunes, es posible la colocación de armadura en dos direcciones. Tal cosa ocurre con los muros a juntas encontradas, aunque subsiste la dificultad de colocar con suficiente precisión la armadura como para que coincida con las juntas verticales. Todo se simplifica en los muros compuestos, donde colaboran simultáneamente el hormigón y el ladrillo en la resistencia. Debemos señalar que el principal papel del hormigón en estos casos, es el de vínculo entre el ladrillo y las armaduras (12).

Las experiencias de las obras de Dieste y Montañesi en Uruguay, de Astori en Córdoba y algunas bóvedas construídas en nuestro medio demuestran que la mampostería armada puede sustituir, en algunos casos con ventajas, al hormigón armado, tanto utilizando ladrillos comunes como cerámicos huecos. Con estos procedimientos pueden construirse sistemas de rigidización y soporte de cargas tanto verticales como horizontales; con la condición de colocar suficiente armadura como para asegurar adecuada resistencia y ductilidad, con disposiciones y técnicas constructivas que aseguren la transferencia de esfuerzos entre la cerámica y sus armaduras (13).

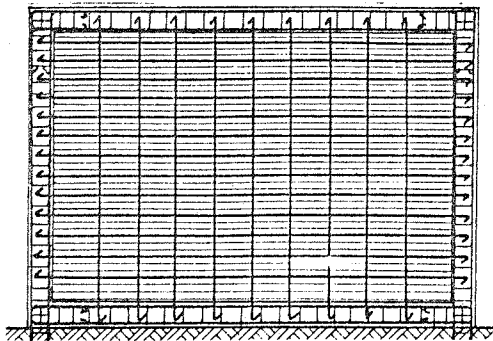
Vinculaciones

El carácter fundamental de elemento de cierre que corresponde a la mampostería oscurece muchas veces su carácter estructural. Tanto más cuando se trata de acciones horizontales. Por eso es necesario dejar bien establecido el carácter estructural de la mampostería, aún cuando no tenga características portantes. Recordemos que casi siempre es bastante más rígida que los restantes componentes del edificio (14). En consecuencia forma parte de la estructura y debe ser vinculada como tal. Naturalmente, el hecho que la mampostería sea portante o no impone diferencias significativas en cuanto a su vinculación.

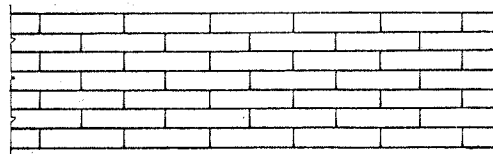
Cuando es portante debe resistir fuerzas en su plano, además de acciones perpendiculares a él. Esto implica conexiones a las partes de la construcción que soporta -normalmente las losas- y a las fundaciones. El método habitual es levantar los muros y luego hormi-



a) Armaduras en paredes de bloques



b) Muro a juntas encontradas



c) Muros compuestos

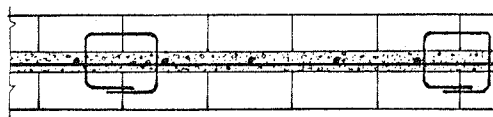
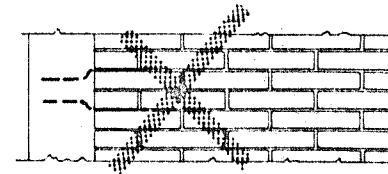
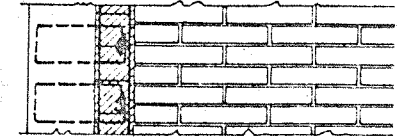


Fig. 5.11 Muros armados

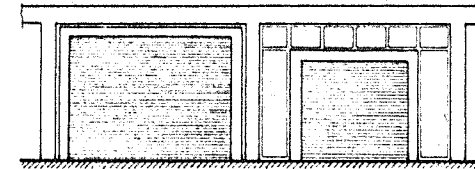


a) "Pelos" en la estructura

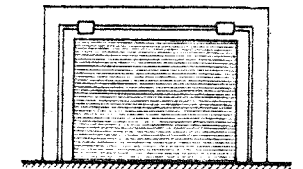


b) Pelos y conexión armada

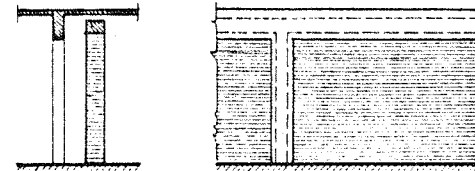
Fig. 5.12 Soluciones para unir rígidamente los muros a la estructura cuando se los construye posteriormente



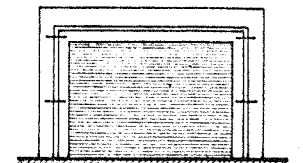
a) Panel en voladizo desde el nivel inferior. Encadenado propio



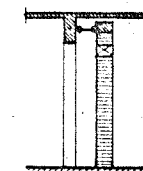
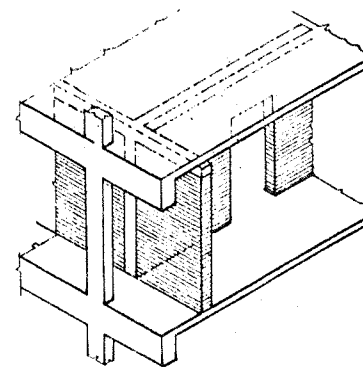
b) Panel guiado en el borde superior



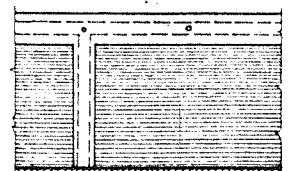
c) Panel en voladizo en plano paralelo a la estructura



d) Panel con pasadores

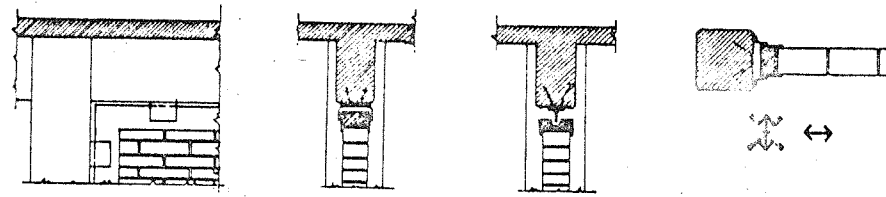


e) Panel en plano paralelo con apoyo trasversal

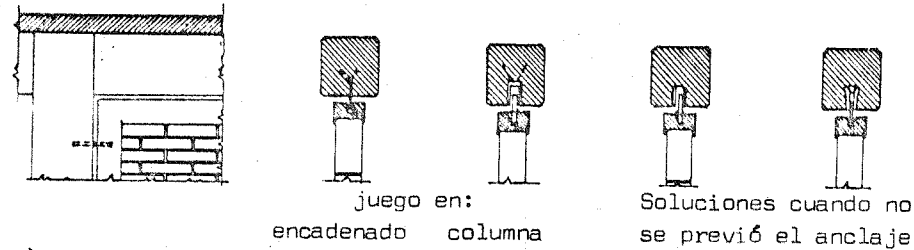


f) Conjunto autoestable de paneles

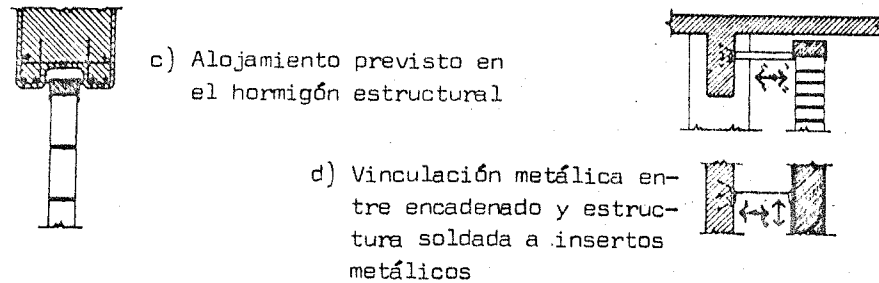
Fig. 5.13 Paneles de mampostería desvinculados de la estructura



a) Guías metálicas en vigas o columnas soldadas a insertos metálicos en el hormigón

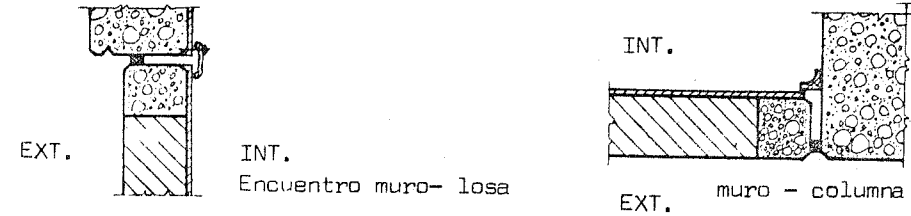


b) Pasadores entre columna estructural y encadenado



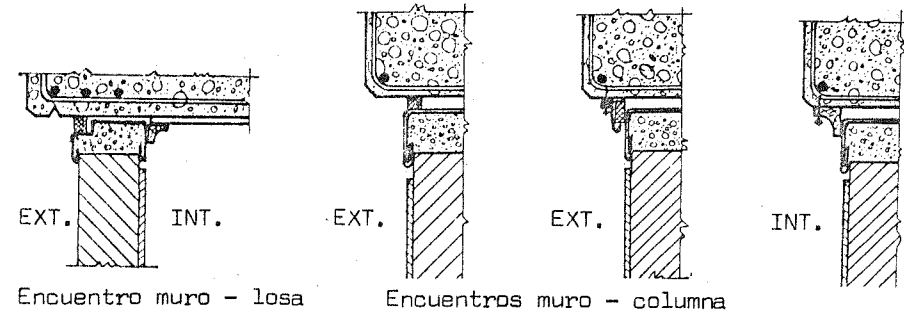
1. burletes de estanqueidad
2. perforación con brocas especiales
3. empaquetadura plástica
4. tuerca de fijación autoperforante

Fig. 5.15 Apoyo trasversal con encadenados metálicos



a) Encadenados de hormigón

b) Encadenados metálicos



b) Encadenados metálicos



c) Encuentros de muros excentos con columnas

Fig. 5.16 Detalles constructivos de estanqueidad y terminación

gonar los encadenados, que se procura coincidan con la estructura de cargas verticales (vigas y columnas) (15).

Quando no es portante, debe vincularse de modo que resista las acciones propias, que normalmente serán significativas sólo en sentido perpendicular al plano de la pared, y admita las deformaciones de la estructura resistente. Si ésta es muy rígida los paneles de cierre no han de sufrir movimientos notables y los esfuerzos que en ellos se originan por tal motivo no los comprometerán, ni será importante la interferencia con la estructura. En ese caso es posible vincularlos monolíticamente. Pero si la estructura es flexible, o si por razones constructivas es aconsejable levantarla primero y luego los muros, o si se puede suponer que futuros cambios de función hagan necesaria la modificación de los muros con cierta frecuencia (16), el criterio más sano es evitar que los paneles de mampostería se unan rígidamente a la estructura, fig. 5.13., aún en edificios de uno o dos pisos.

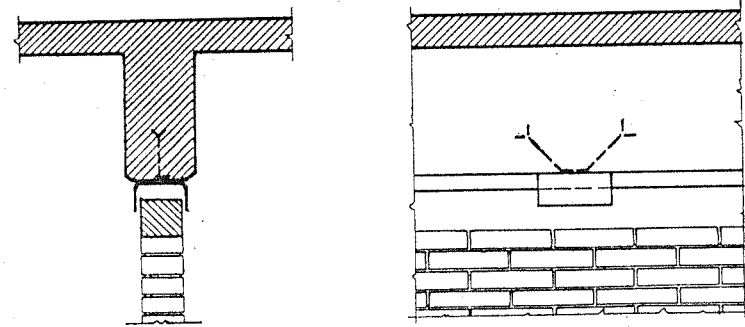
Pese a todo, también en este caso existen vinculaciones entre ambos:

- a) El panel debe quedar afianzado de modo que no vuelque por acciones perpendiculares a su plano, fig. 5.14. y 5.15.
- b) Las juntas resultantes entre la estructura y el panel deben ser estancas y durables, fig. 5.16.
- c) Las condiciones anteriores deben cumplirse sin restringir apreciablemente la deformación de la estructura (17), fig. 5.17.

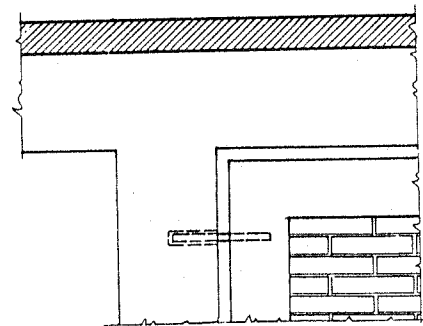
5.2. - HORMIGÓN

La difusión muy amplia del hormigón como componente constructivo en nuestra época, pareciera hacer innecesaria una exposición acerca de sus propiedades y tecnología. Sin embargo la frecuencia con que se observan defectos en su utilización nos hace pensar que esa difusión ha creado un acostumbramiento rutinario, aún entre aquellos que por su responsabilidad y formación debieran estar más al tanto de los métodos correctos de proyecto y ejecución. (18).

Llamamos hormigón a una variedad de materiales, que tienen como característica común la obtención de una piedra artificial, cuyas dimensiones y forma pueden producirse a voluntad dentro de amplios límites. Se logra por el endurecimiento de una mezcla de dos tipos de componentes: los agregados o áridos y los aglomerantes, en presencia de agua. Tanto áridos como aglomerantes pueden



a) Gufa metálica (en vigas o columnas)



b) Pasadores (sólo en columnas)

Fig. 5.14 Detalles constructivos de los apoyos transversales con encadenados de hormigón armado

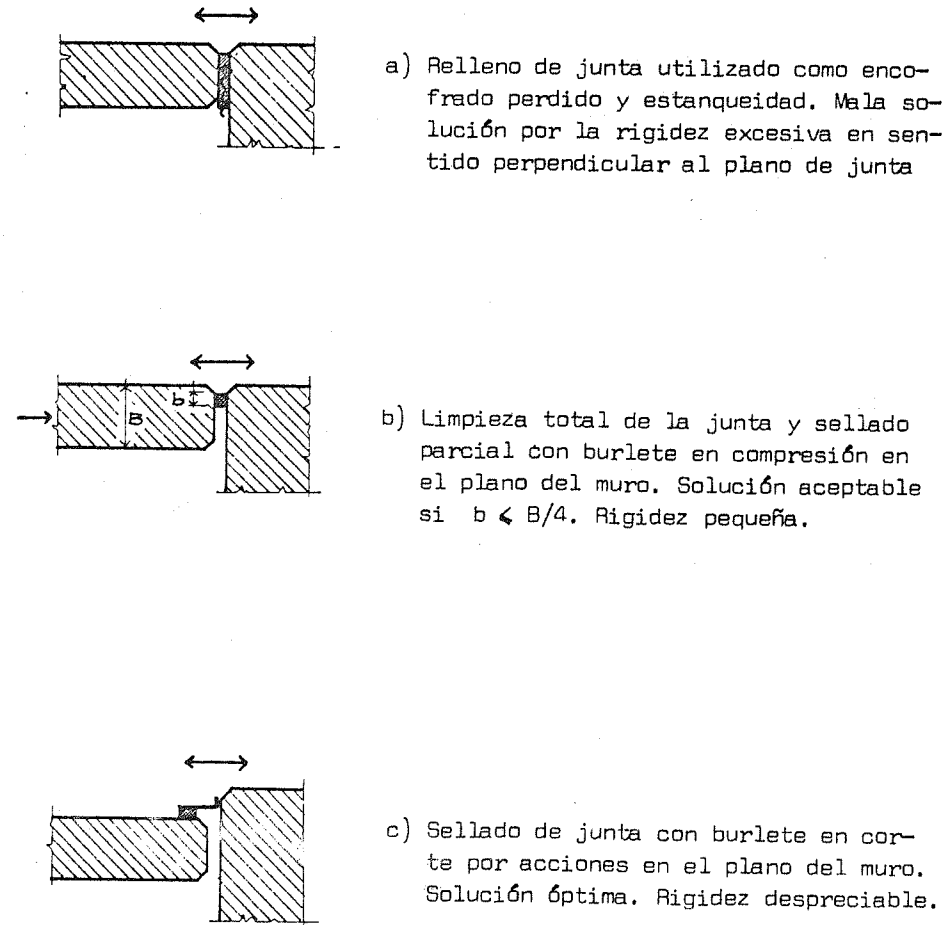


Fig. 5.17 Posición de la estanqueidad y construcción de la junta

ser de muy distintas naturalezas y en función de ello resultan las cualidades del hormigón.

Como en cualquier material pétreo, su resistencia a compresión es siempre mucho mayor que la resistencia para esfuerzos de tracción o corte. Por eso admite las mismas formas constructivas que la mampostería, con la ventaja de constituir una pieza monolítica. Cuando se le agregan armaduras se convierte en un material distinto, capaz de soportar esfuerzos de tracción, cuyas múltiples posibilidades forman parte de la experiencia diaria.

El hormigón simple -sin armaduras- es conocido y fue empleado desde la antigüedad, pero el auge del hormigón armado, propio de nuestro siglo, lo ha relegado a un puesto secundario en la construcción. Por otra parte, esa misma circunstancia ha ocasionado que se preste atención casi exclusiva a las propiedades estructurales y prácticamente se entiende hoy por hormigón el de peso normal de cemento portland. Sin embargo los hormigones livianos, sea de cales o cementos, pueden emplearse con ventajas en sustitución de la mampostería para construir muros (19). Y si bien su resistencia es mucho menor que la del primero, puede ser más que suficiente en construcciones bajas, y en todo caso superior a la de un muro de mampostería de ladrillos comunes.

Por lo que se refiere a normas, en nuestro país las estructuras de hormigón armado están reglamentadas por el PRAEH (20), cuya vigencia lamentablemente no es obligatoria; las de hormigón simple no tienen reglamentación, por eso recomendamos aplicar provisoriamente la DIN 1047. Ambos cuerpos reglamentarios cubren todos los aspectos desde el diseño hasta la ejecución; bastaría con aplicarlos en el caso particular de construcciones sometidas a la acción sísmica para asegurar su buen comportamiento. Sin embargo, la evidencia de la práctica corriente nos mueve a pensar que muchas de esas prescripciones no son conocidas, o bien no se comprende suficientemente su importancia. De todos modos, el proyecto constructivo no puede considerarse completo si faltan especificaciones y detalles relativos a dosificación, juntas y armaduras. A ellos nos referiremos en especial.

Dosificación

Es evidente que la dosificación a emplear depende de las propiedades que resulten más importantes para el caso en cuestión. Si

el hormigón ha de utilizarse para estructuras armadas, son determinantes la resistencia mecánica y la compacidad. Si por el contrario, su destino es sustituir la mampostería en muros o cerramientos sin armaduras, es más significativo lograr baja conductividad térmica, (21), mientras que la resistencia puede disminuirse notablemente con tal de asegurar suficiente durabilidad, aún en caso de muros portantes. La variedad de situaciones posibles exigirá un análisis que excede los propósitos de este trabajo, por eso remitimos a los lectores a la bibliografía especializada (22); sin embargo corresponde hacer algunas recomendaciones de orden general.

Los agregados para hormigones de uso predominantemente estructural deben tener, además de las propiedades mecánicas adecuadas, que fácilmente se logran en el Oeste Argentino, una granulometría bien graduada para obtener buena trabajabilidad con contenidos de agua razonablemente bajos. Precisamente las fallas observadas en los terremotos muestran las graves consecuencias del empleo de agregados mal graduados. Casi siempre ellas se originan en dimensión exagerada del árido grueso, exceso de finos y falta de la fracción intermedia; que inevitablemente provocan segregación, formación de bolsones de piedra y llenado deficiente de los moldes. El dosaje de cemento también es crítico. Y no sólo influye en la resistencia sino en la durabilidad e impermeabilidad del hormigón.

Consecuentemente para hormigones armados se debe respetar los siguientes límites:

- El tamaño máximo del agregado para hormigones armados debe ser inferior a 1/5 de la menor dimensión del encofrado y a 3/4 de la separación entre armaduras.
- El primer límite es aplicable también a los hormigones simples cuando las secciones tengan menos de 25 cm de espesor. En secciones mayores podrá utilizarse "hormigón ciclópeo" es decir, con agregados de dimensiones superiores, hasta 1/2 del espesor.
- El agregado comprendido entre 1/5 y 1/2 del espesor de la sección -la "piedra bola"- no debe exceder en volumen aparente el 40 % del volumen real del hormigón terminado, con el objeto de lograr que esas piedras queden completamente rodeadas por el hormigón normal.
- El contenido de cemento, en hormigones armados para estructuras normales no debe ser inferior a 300 kg (6 bolsas) por metro cúbico colocado, con el objeto de asegurar la protección de las armaduras. En elementos protegidos, si las condiciones de fabricación son muy controladas y se logra la resistencia necesaria con menor contenido, podrá reducirse hasta 270 kg/m³ (5 1/2 bolsas).

- El contenido mínimo de cemento en estructuras de hormigón simple, es de 250 kg/m³ (5 bolsas). Cuando se trate de hormigón ciclópeo, se referirá a la fracción normal, es decir, excluido el agregado ciclópeo.
- El contenido de agua debe ser el mínimo compatible con una buena trabajabilidad y en ningún caso exceder los 30 l/bolsa de cemento (180 l/m³) en hormigones armados.
- La relación entre el árido fino y el grueso también debe cuidarse para mejorar la trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua. Con agregados bien graduados la arena debe representar entre el 40 % y el 60 % del total.

Los hormigones destinados a la construcción de muros en sustitución de mampostería, presentan necesidades diferentes. Aún tratándose de muros portantes, la resistencia no tiene importancia primordial, con tal que esté asegurada durabilidad suficiente; por que sólo excepcionalmente las tensiones serán elevadas, ya que las secciones quedan condicionadas por razones constructivas. En cambio pasan a primer término la aislación térmica y la absorción de humedad.

En principio la dosificación de este tipo de hormigones parte de principios opuestos a los anteriores. Además puede emplearse indistintamente cales o cementos como aglomerantes, así como dos tipos de agregados, que definen dos tipos de dosificación: agregados de peso normal y agregados livianos. Con los primeros es imprescindible lograr una estructura abierta con la mayor cantidad de vacíos posible, mientras que con los segundos el hormigón puede tener estructura compacta o abierta indistintamente.

Como recomendaciones de carácter general podemos exponer:

- El contenido de aglomerante debe mantenerse en el mínimo compatible con la durabilidad y las condiciones de impermeabilidad requeridas, para asegurar una razonable aislación térmica.
- Los hormigones porosos se logran empleando áridos de granulometría única. Los mejores resultados en cuanto a aislación se tienen empleando piedras comprendidas entre 10 y 15 mm, con poca o ninguna arena. La resistencia es entonces muy baja y es posible que por tal motivo deba emplearse otra dosificación. Por otra parte los poros relativamente grandes impiden el ascenso capilar de agua, pero no la filtración en paredes expuestas a la lluvia, que requerirían revestimientos adecuados (revoques).
- El contenido de aglomerante varía entre 80 y 150 kg/m³ (23)

-entre 1,5 y 3 bolsas- y debe ser determinado en cada caso por ensayos. Generalmente es determinante la trabajabilidad.

- d) Los hormigones a partir de agregados livianos (24) pueden tener estructura compacta y en consecuencia no requieren protección contra la lluvia si el agregado es impermeable. El contenido de aglomerante puede alcanzar los 200 Kg/m³.

En esta exposición excluimos a los hormigones gasificados o celulares, en los que por incorporación de gases se originan pequeños poros uniformemente repartidos en su masa, porque requieren una tecnología y un control especializados que normalmente están fuera de las posibilidades de la obra individual.

Juntas

La libertad de formas y dimensiones que son características del hormigón tiene limitaciones derivadas por una parte de la imposibilidad física de producir y colocar todo el volumen necesario y por otra parte del comportamiento estructural. Es necesario entonces dividir el edificio y aparecen así dos tipos de juntas: las juntas de construcción y las juntas de movimiento. Las primeras son consecuencia de las necesarias interrupciones del proceso constructivo. Las segundas resultan de la necesidad de producir desvinculaciones en la estructura y tienen por objeto uno o varios de los siguientes:

- Disminuir o controlar la influencia de las variaciones de temperatura o retracciones de fragüe.
- Dividir la construcción en cuerpos cuyas fundaciones tengan comportamiento uniforme.
- Dividir la construcción en cuerpos de comportamiento dinámico homogéneo. (Que es el más importante desde nuestro punto de vista).

Por razones económicas el número de juntas debe reducirse al mínimo. También debe evitarse colocar hormigón fresco sobre otro endurecido. Por eso es más lógico hacer coincidir las juntas de trabajo con las de movimiento.

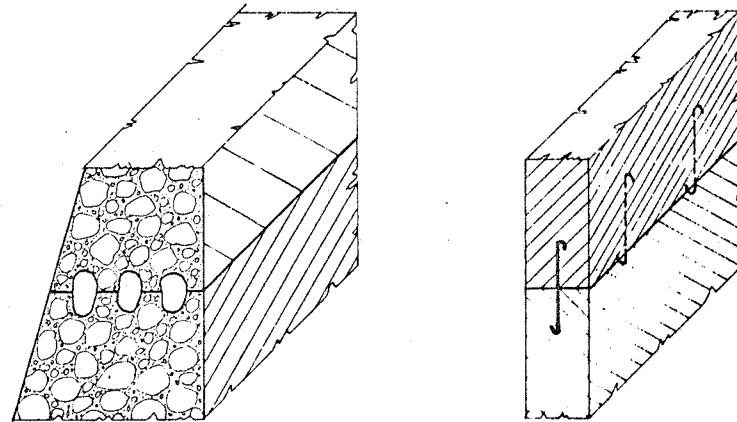
Juntas de Construcción

Las juntas de construcción deberán proyectarse de modo que no modifiquen el funcionamiento estructural previsto. En principio deberán ubicarse en secciones donde la sollicitación predominante sea de compresión en el plano de junta. Deberá también asegurarse la adherencia entre ambas partes, fig. 5.18. En todos los casos se especificará la preparación de la junta para asegurar la adherencia del hormigón nuevo con el viejo: limpieza de la lechada superficial seca, picado y mojado de la superficie, colocación de una capa de mortero de alto contenido de cemento. Es recomendable además emplear adhesivos sintéticos cuando la unión deba soportar esfuerzos de tracción o flexión.

Quando se trata de hormigón armado, fig. 5.19, los esfuerzos de tracción en la junta serán tomados por las armaduras. El plano de junta debiera ser perpendicular a las tensiones principales de compresión por cargas permanentes (25) para anular o, si no es posible, al menos disminuir las tensiones tangenciales y de tracción en el mismo. Las armaduras deberán "coser" suficientemente la junta, aunque su presencia no exime de la adecuada preparación superficial del hormigón endurecido.

Por otra parte, el diseño constructivo debe tomar en cuenta la retracción del hormigón, evitando acumulaciones de esfuerzos que puedan producir separaciones en el plano de junta, como ocurre cuando los puntales impiden que la viga acompañe al movimiento de la columna debido a la retracción. Si la junta está insuficientemente armada: faltan estribos, anclaje insuficiente de las barras de hormigona la viga demasiado pronto, la separación es casi segura, anulando cualquier intención de conexión rígida que hubiera tenido el proyectista. Situaciones semejantes se presentan en muchos otros casos. En todos ellos las medidas son las mismas: preparación de la superficie de junta, armaduras suficientes, estudio del proceso de retracción para evitar acumulación de tensiones, utilización de hormigones bien dosificados y bien curados para disminuir la retracción, y por sobre todo, proyectar las juntas y no dejarlas libradas al azar o a decisiones tomadas por quien no conoce suficientemente el funcionamiento de la estructura.

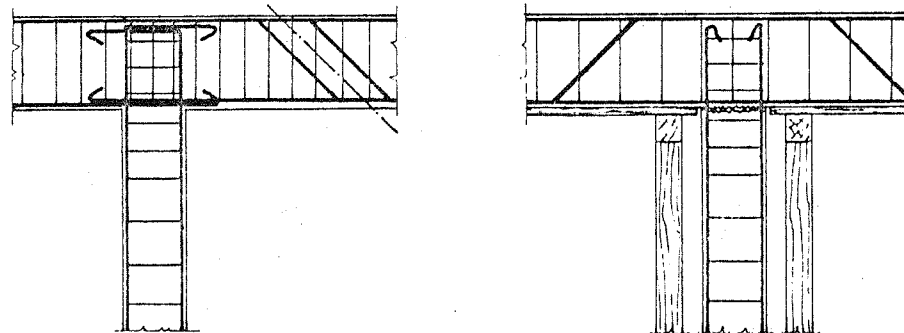
Juntas de movimiento



a) Secciones gruesas con hormigón ciclópeo

b) Secciones delgadas

Fig. 5.18 Juntas de construcción en hormigón simple



a) Posición de la junta en la viga.

b) Mala influencia de la restricción

Fig. 5.19 Juntas de construcción en hormigón armado

Su diseño dependerá de la desvinculación que se quiera producir entre los cuerpos de construcción, fig. 5.20. El caso extremo es la separación total de las estructuras, donde es mayor la independencia aunque nunca es total, ya que, cuando menos, subsiste la influencia de los asentamientos de una fundación sobre la otra. Tiene el inconveniente de la duplicación de estructuras que afecta a la economía y también suele acarrear inconvenientes funcionales y estéticos. Para evitar esa duplicación suele recurrirse a desvinculaciones parciales: duplicar sólo la viga con apoyos deslizantes en la columna o apoyar la losa con una articulación deslizante en la viga.

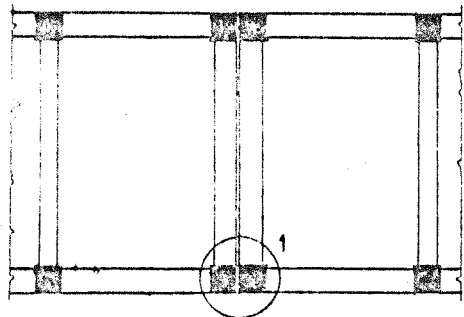
Pueden también producirse articulaciones para materializar apoyos pendulares o bielas, mecánicas o plásticas, fig. 5.21. Estas últimas son las más frecuentes en edificios.

El proyecto en detalle de una junta de movimiento debe tener en cuenta:

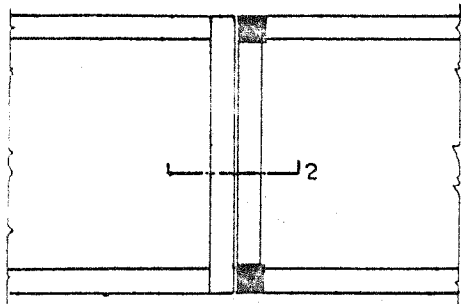
- Los movimientos que se desea permitir entre los cuerpos de edificación.
- Los esfuerzos que se desea transmitir (o sea la vinculación que se desea mantener) en cada tramo o sección de junta.
- Las restricciones por fricción o amortiguamiento que la materialización de la junta impone al movimiento permitido.
- Las concentraciones de tensión que generalmente se producen en las losas de junta.

En cuanto a los dos primeros aspectos, conviene recordar que la junta es la materialización de la superficie límite entre los cuerpos de construcción que separa. Como tal se desarrolla en el espacio y no en un punto aislado. Dibujada en un plano, puede representarse su sección en un punto determinado, pero no necesariamente se mantendrá constante en todo su desarrollo (y raramente lo será). Algunos daños se han debido a ignorar este principio, fig. 5.22 (26).

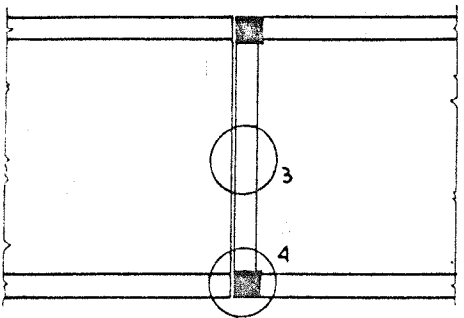
Los dos últimos puntos hacen más al diseño de detalle. Las restricciones por fricción obligan a adoptar disposiciones para disminuirlas, fig. 5.23. Colocar una película que separe ambas caras de hormigón, como fieltro asfáltico, caucho sintético, acero o plomo. Por el costo de los tres últimos materiales suelen hacerse apoyos



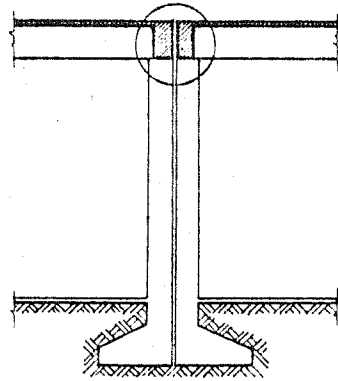
a) Duplicación total de estructura



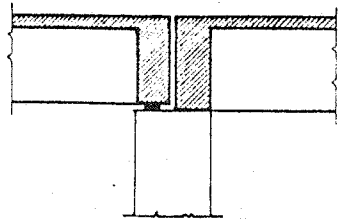
b) Duplicación de la viga



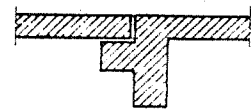
c) Apoyos en ménsula



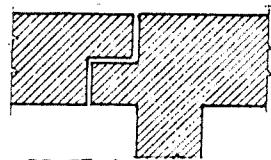
CORTE 1



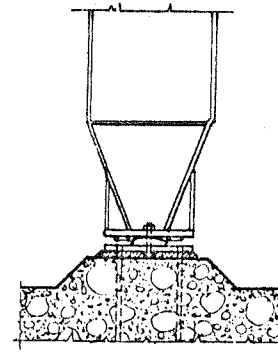
CORTE 2



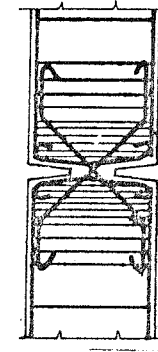
CORTE 3



CORTE 4

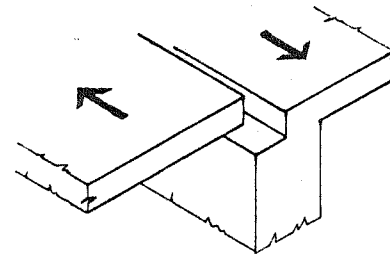


a) Articulación metálica

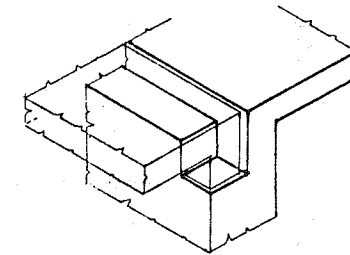


b) Articulación en Hormigón armado

Fig. 5.21 Articulaciones



a) Mala solución que permite movimientos indeseables



b) Solución adecuada para el mismo caso

Fig. 5.20 Distintas soluciones para juntas de movimiento

Fig. 5.22 Diseño de la junta para impedir movimientos indeseables

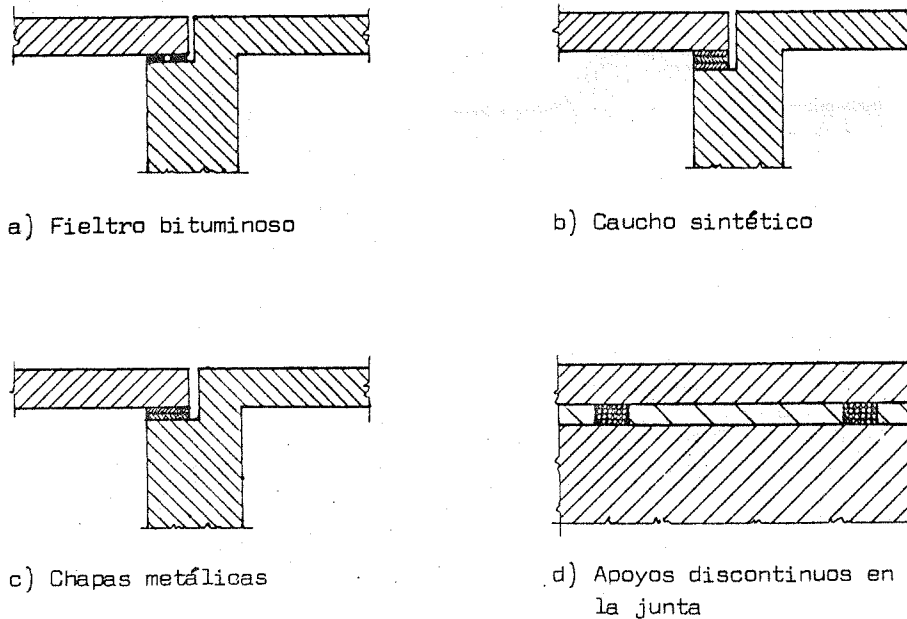


Fig. 5.23 Materiales para reducir la fricción

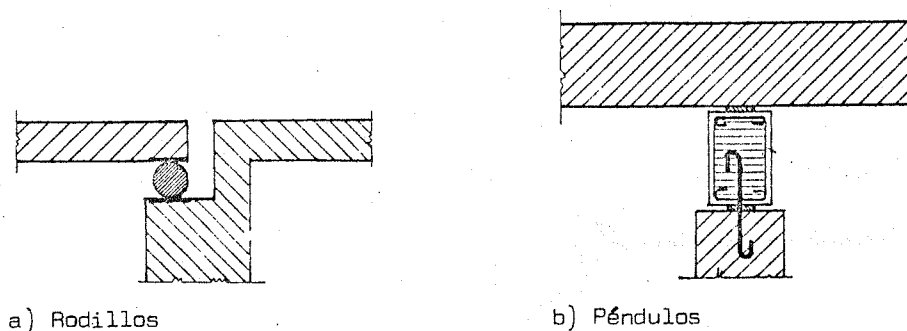


Fig. 5.24 Soluciones para estructuras fuertemente exigidas por movimientos: grandes luces

discontínuos, colocando un material compresible entre ellos. En los casos extremos (puentes) se llegará a apoyos sobre rodillos o péndulos, metálicos o de hormigón; en los que se sustituye la fricción por deslizamiento, por la fricción de rodadura, mucho menor.

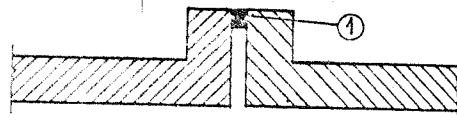
En todos los casos, deberán tomarse las medidas necesarias para mantener la fricción dentro de los ámbitos previstos: adecuado dimensionamiento de los bloques de caucho, lubricación de superficies metálicas, etc.

Otro tipo de restricción proviene de los materiales de relleno de la junta, sean éstos intencionales o accidentales. Los materiales de relleno se colocan por alguno o varios de los motivos siguientes: fig. 5.25.

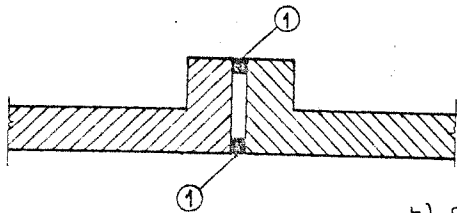
- Estanqueidad
- Impedir la entrada y acumulación de desechos durante o después de la construcción.
- Impedir la entrada de insectos, roedores y otros animales.
- Facilitar la construcción de la junta.

Sin embargo, el relleno debe limitarse a lo estrictamente indispensable y aún eliminarse para disminuir las restricciones al movimiento. Ciertos materiales muy blandos y compresibles (por ejemplo el poliestireno expandido) pueden transmitir una fuerza de varias toneladas por metro cuadrado sin deformación inmediata apreciable y por consiguiente anular el efecto de la junta si la superficie de contacto es grande (27). En esos casos corresponde eliminar el material de relleno. Para el poliestireno es relativamente simple pues bastará con verter algún hidrocarburo en la junta (kerosene o solvente industrial); para que se disuelva casi sin dejar residuos.

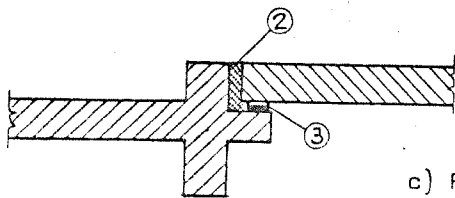
Cuando no se utilice material de relleno, deberá emplearse otras soluciones, fig. 5.26. Y en todos los casos deberá cuidarse que durante la construcción no entren desperdicios, o que el mortero al fluir de las juntas en las paredes forme un puente entre ambas caras. De cualquier modo, una prolija inspección y limpieza será siempre necesaria, antes de colocar las terminaciones o tapajuntas. También deberán preverse ventilaciones y desagües de modo que las eventuales filtraciones puedan ser evacuadas, debidamente protegidos contra el acceso de cuerpos extraños. Esto es especialmente importante cuando se trata del espacio entre muros dobles, ya que la acumulación de humedad entre ellos produce daños costosos y muy difíciles de reparar.



a) Sellado de estanqueidad



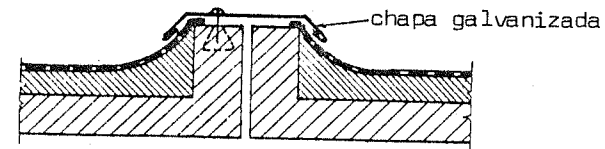
b) Sellado de estanqueidad y protección contra el acceso de cuerpos extraños



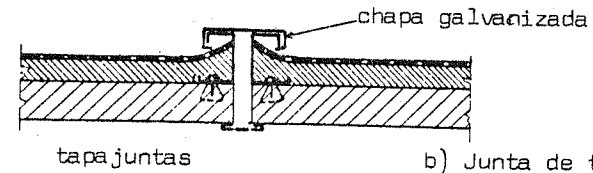
c) Relleno de junta por motivos constructivos

1. Espuma sintética impregnada o mástico bituminoso
2. Poliestireno expandido o madera
3. Material separador

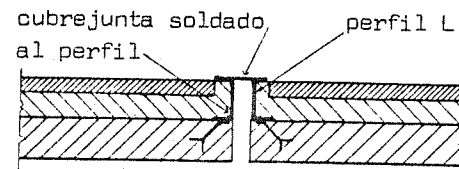
Fig. 5.25 Sellado de juntas



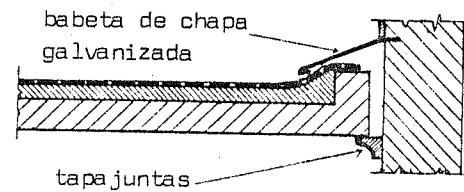
a) Junta de techo con cubrejunta metálico y bordes de hormigón



b) Junta de techo con cubrejunta metálico y bordes metálicos



c) Junta de piso con cubrejunta metálico



d) Cubrejunta de medianera

Fig. 5.26 Detalles de cubrejuntas

El diseño general de la sección de hormigón tiene suma importancia para disminuir las concentraciones de tensión. Hay que recordar que el recorrido y la intensidad de las tracciones principales en ménsulas cortas difiere notablemente del que corresponde a vigas esbeltas ($h/l \leq 1/2$). En particular, los ángulos entrantes deberían redondearse o por lo menos acordarse a 45° . En casos comprometidos, aún los ángulos salientes deberán acordarse, para mejorar el flujo tensional, fig. 5.27. (28). Todo esto debe ser tenido muy en cuenta en el dimensionamiento para evitar peligrosas fisuraciones. Señalemos además la importancia de las armaduras transversales y del anclaje adecuado de las barras, fig. 5.28.

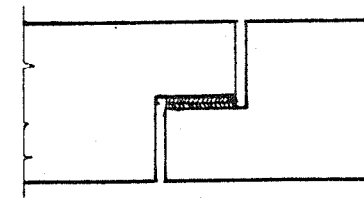
Es necesario, en ocasiones, utilizar piezas o conectores metálicos insertos en el hormigón, a veces sólo como guías para evitar desplazamientos laterales; otras, como parte del mecanismo de resistencia principal. Los pasadores, por ejemplo, son muy útiles para igualar las deformaciones y evitar desplazamientos laterales en juntas; particularmente las juntas formadas por voladizos. La armadura necesaria para transferir los esfuerzos de los elementos metálicos al hormigón debe ser muy estudiada, cuidando los detalles constructivos de anclajes.

Generalmente las armaduras transversales deberán proyectarse de modo que provean adecuado confinamiento al hormigón, antes que por razones de resistencia. Como criterio práctico, en una extensión que exceda a la zona afectada al menos en la mitad de la altura por cada lado, su separación debería ser:

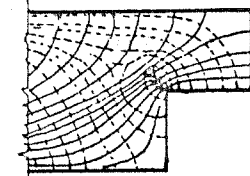
$S \leq 5\text{cm}$	$S =$ separación máxima
$S \leq b/2$	$b =$ ancho de la sección
$S \leq h/4$	$h =$ altura útil de la sección
$S \leq S_c/4$	$S_c =$ separación de cálculo según la teoría de las vigas esbeltas

La incidencia económica de estos refuerzos no tiene importancia, pues usualmente la zona de la estructura que abarcan es muy pequeña (29). Este criterio es suficiente suponiendo que se trata de estructuras normales y se diseñan para evitar las concentraciones de tensión. En casos más complejos o para estructuras muy comprometidas, el refuerzo debería determinarse racionalmente (30).

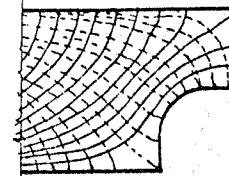
Lo expuesto lleva a recomendar un prolijo estudio de las juntas y sus detalles constructivos, que deben quedar documentados en



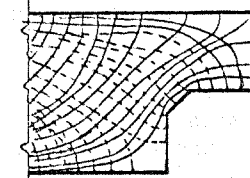
a) Junta en la altura de la viga



b) Concentración de tensiones en el ángulo entrante

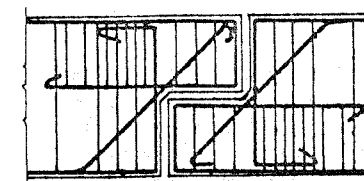


c) Acuerdo redondo para mejorar el flujo de tensiones

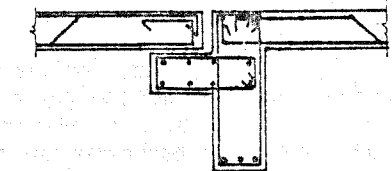


d) Acuerdo a 45°

Fig. 5.27 Concentraciones de tensión en juntas con ménsulas cortas



a) En vigas



b) En losas

Fig. 5.28 Armaduras en las ménsulas cortas

la redacción del proyecto.

Armaduras

El proyecto de detalles de armaduras debe contemplar los anclajes, empalmes y una adecuada distribución de armaduras transversales en las zonas más solicitadas por la acción sísmica, los nudos generalmente.

El doblado de armaduras se hará cubriendo los diagramas en volventes, pero, de acuerdo a las experiencias realizadas y a la teoría plástica del hormigón generalizada al caso de esfuerzos de corte (31); debe desplazarse el punto de doblado respecto del teórico al menos $z/2 \sim h/2$.

En zonas sísmicas todas las armaduras deberán llevar ganchos y las longitudes de anclaje se aumentarán 60 % respecto de las exigidas en otras zonas (32). Para la situación más corriente (aceros conformados de alta resistencia, hormigones de calidad media) $l_a = 75 \phi$, que puede reducirse si las barras se anclan en la zona comprimida: $l_a = 50 \phi$. La figura 5.29 muestra algunos casos de vigas, para los que se representa sólo el anclaje.

Los empalmes de barras deben cumplir con todas las exigencias que la práctica y las normas del hormigón exigen, fig. 5.30. Se limitarán siempre al mínimo imprescindible, ubicándolos en zonas de sollicitación reducida. Es aconsejable, además, que los empalmes se alejen de las zonas donde el efecto sísmico tenga mayor importancia, (33)

Si bien pueden realizarse por soldadura (aún los de barras conformadas), el método más corriente es por yuxtaposición. En ese caso las barras se superpondrán, cuando menos, la longitud de anclaje. Como los esfuerzos se transmiten de una barra a otra por adherencia con el hormigón, deben quedar completamente recubiertas y rodeadas de una armadura transversal adecuada. En consecuencia, es perjudicial la práctica muy extendida, de atar apretadamente las barras entre sí llegando incluso a "bobinarlas" con alambre. Realmente no puede pensarse que una atadura de ese tipo sea capaz de resistir sin deslizarse hasta la fluencia de las barras unidas, pues anula casi totalmente la acción del hormigón y la eficacia del empalme queda librada al alambre.

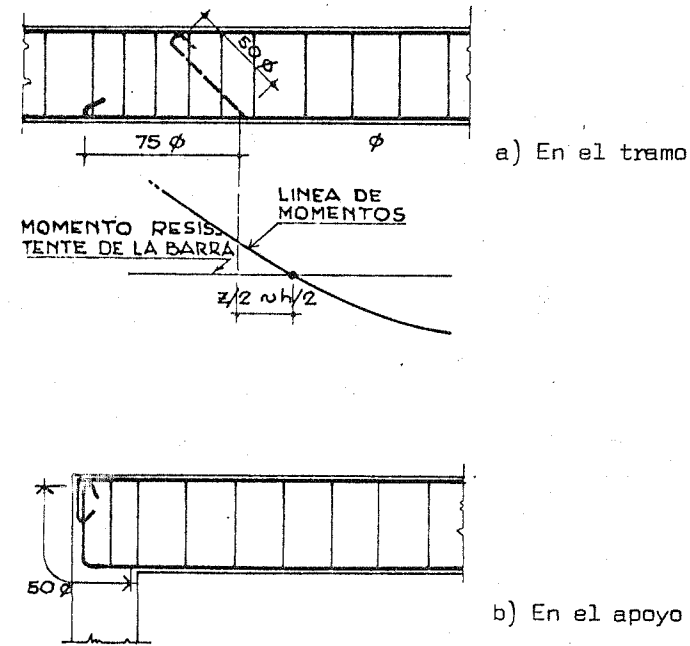


Fig. 5.29 Anclaje o doblado de armaduras

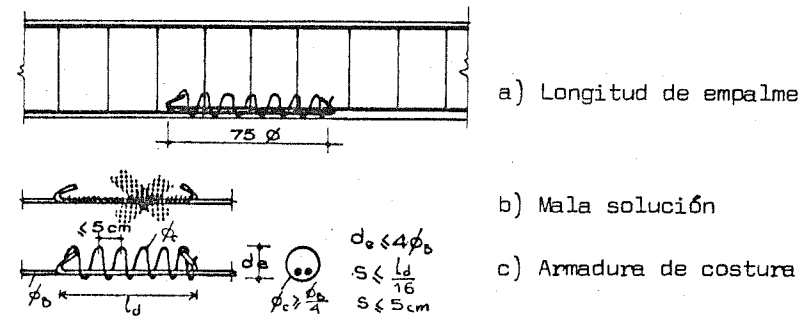


Fig. 5.30 Empalme de armaduras

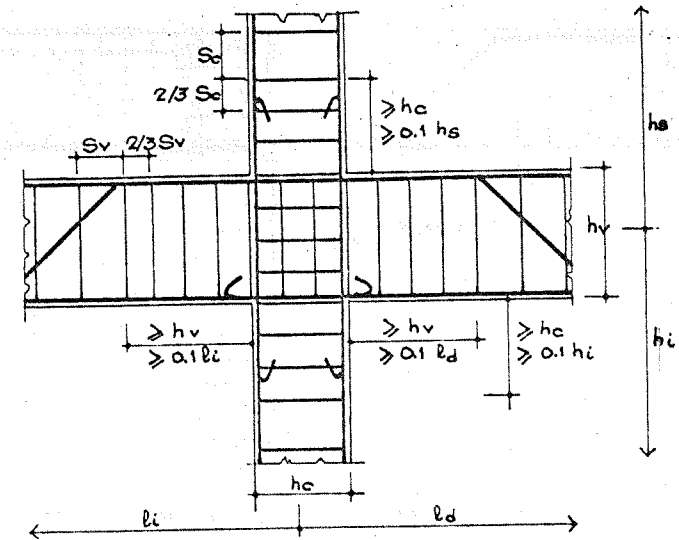
En otras partes de este trabajo se ha expuesto la importancia de las armaduras transversales (armaduras para corte). Vamos a insistir sobre ello, recordando que según estén o no correctamente colocadas, se logra o no una ductilidad estructural suficiente. En todas las secciones donde el hormigón queda sometido a tensiones tangenciales importantes, debe comprobarse la armadura correspondiente (estribos, barras dobladas, armaduras longitudinales en las caras de las piezas). Cuando dichas tensiones se deban a solicitaciones sísmicas, se colocará una armadura 30 % mayor que la requerida por cálculo, fig. 5.31. (34).

Estas armaduras deben cubrir la zona del nudo muy especialmente por el estado complicado de tensiones que allí se origina. En vigas altas y muchas veces también en vigas corrientes, por razones económicas es mejor colocar armaduras horizontales en el alma, formando una malla con los estribos y prescindir de las barras dobladas. Aunque el consumo de acero aumenta, existe una importante reducción en la mano de obra; ya que se puede utilizar mallas soldadas para ese fin. Algo parecido ocurre con los tabiques.

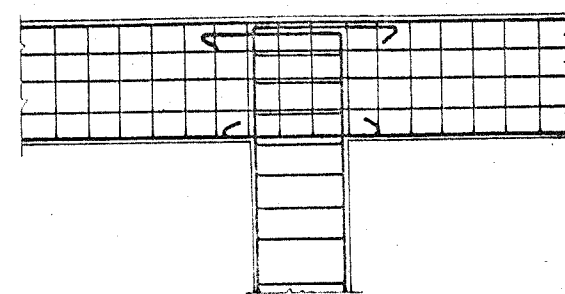
Los nudos merecen especial atención, si se tiene en cuenta que siempre debe explotarse la continuidad estructural que el hormigón posibilita. La ductilidad sólo puede lograrse con una adecuada distribución de estribos y estudiando correctamente los anclajes. Tampoco deben descuidarse algunos aspectos constructivos: posibilidad y facilidad de llenado con hormigones de consistencia razonable, recubrimiento de las barras y sencillez constructiva. Resultante de todos ellos es la economía de construcción. Por eso el estudio de los nudos es fundamental durante el proyecto. Se muestran algunas soluciones en pórticos de 1 y 2 pisos, fig. 5.32.

La solución (a) más común, es adecuada cuando la carga horizontal es suficientemente pequeña como para que no se produzcan tracciones en el interior del nudo, pues en caso contrario los anclajes de las barras internas son insuficientes. Tiene el inconveniente de requerir el montaje de la armadura completa, con barras de dimensiones importantes que complican el trabajo en obra. Esto se puede paliar con una junta de hormigonado en la mitad de la altura de la columna, ventajosa si se elimina, de ese modo, la junta en la cabeza.

Las disposiciones indicadas en (b) y (c) tienen la ventaja de independizar las armaduras de columna y viga. Como contrapartida aumenta el número de barras que se cruzan en el nudo (especialmente (b)), dificultando el llenado. Son muy convenientes cuando

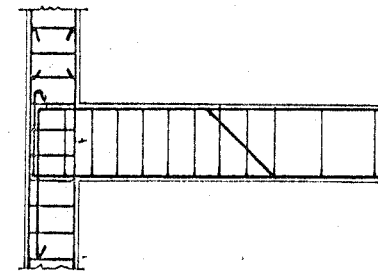
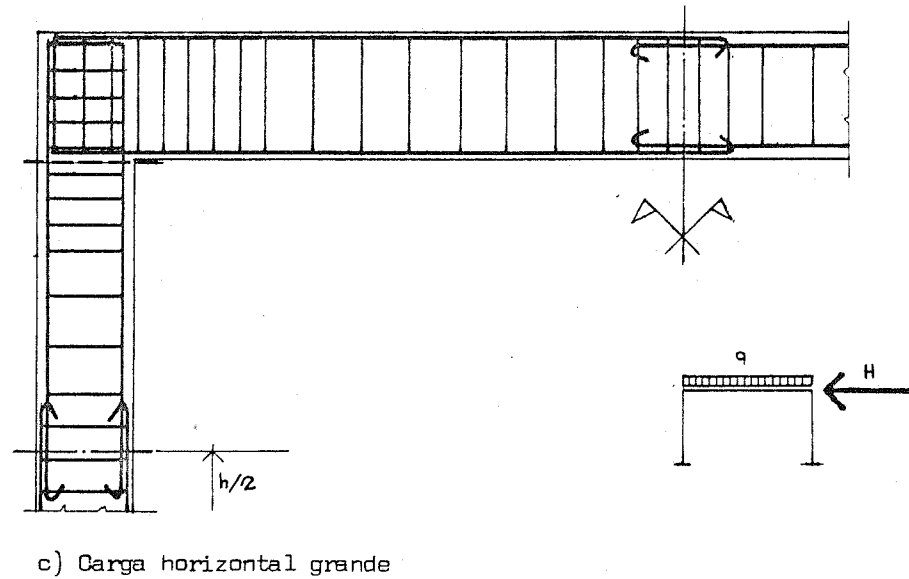
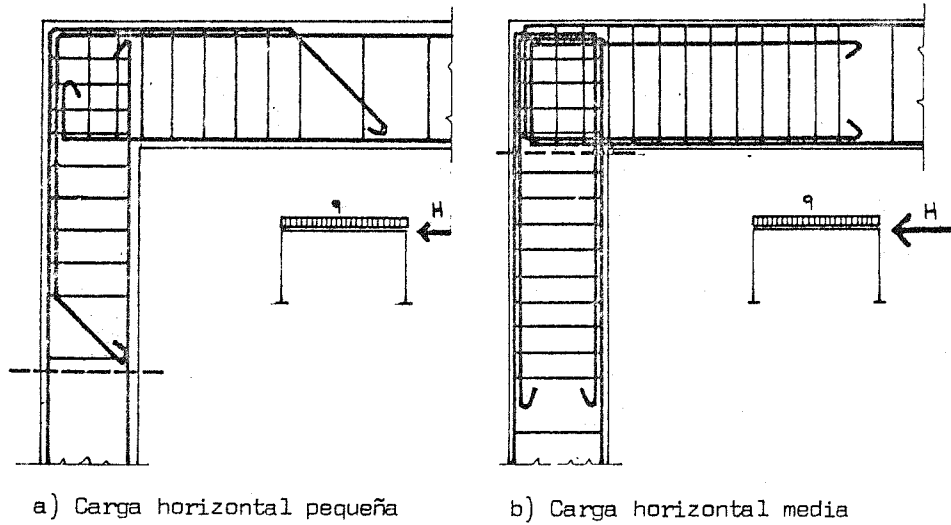


a) Densificación de los estribos junto a los nudos

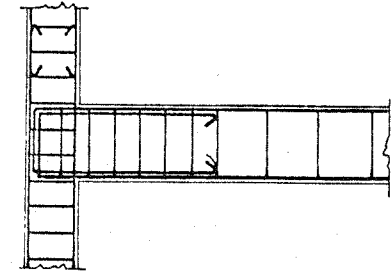


b) Armadura para corte en forma de malla

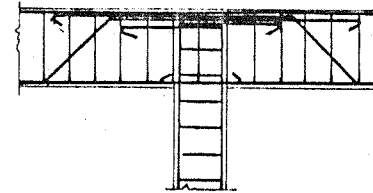
Fig. 5.31 Armaduras transversales



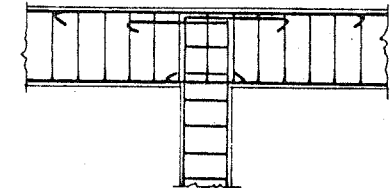
a) Nudo extremo, carga vertical dominante



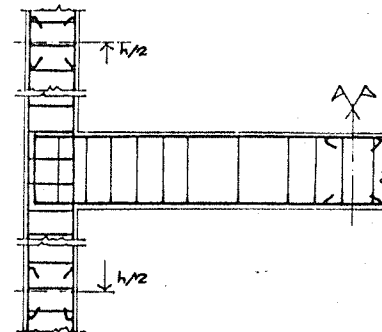
b) Nudo extremo, carga horizontal dominante



c) Nudo intermedio, carga vertical dominante



d) Nudo intermedio, carga horizontal dominante



e) Ubicación de los empalmes de armaduras en un pórtico múltiple muy solicitado por acción sísmica

Fig. 5.32 Detalles constructivos en pórticos simples: influencia de la relación H/q_l

Fig. 5.33 Detalles constructivos en pórticos múltiples

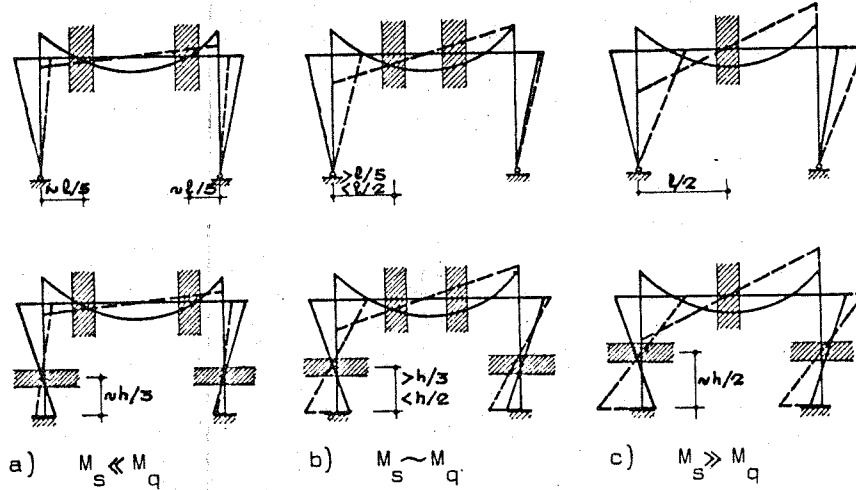


Fig. 5.34 Ubicación de las juntas y empalmes en función de la importancia relativa de las solicitaciones

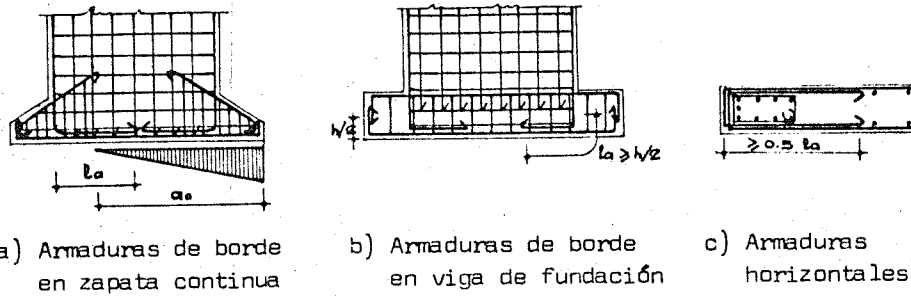


Fig. 5.35 Anclaje de las armaduras en los tabiques

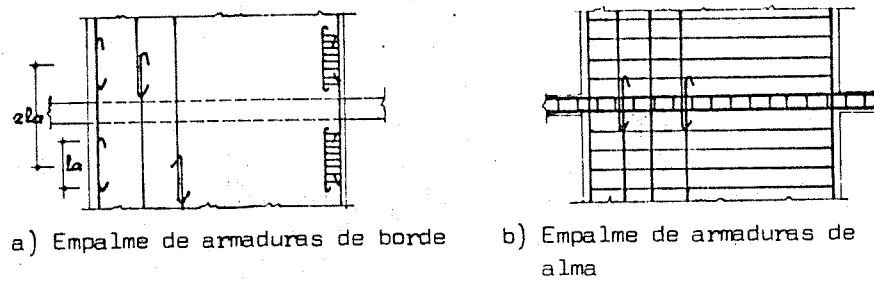


Fig. 5.36 Empalme de armaduras de tabiques

las solicitaciones horizontales predominan (en particular (c)). Los estribos han de cubrir toda la dimensión del nudo en ambas piezas, con la separación exigida. Si las barras se disponen según (b) o (c), puede ser necesario agregar estribos o espirales adicionales.

Los nudos se simplifican en pórticos de más de un vano o de varios pisos, es decir, con piezas pasantes, pues entonces puede emplearse barras rectas y alejar de ellos los anclajes, fig. 5.33. En cualquier caso es conveniente recordar que las juntas de hormigonado y sobre todo, los empalmes tendrán que ubicarse en zonas próximas a los puntos de inflexión. O sea que en las columnas variarán entre el pie (apoyos articulados) y el centro; y en las vigas entre aproximadamente 1/5 de la luz desde el apoyo al centro del tramo; dependiendo cuál sea la relación entre solicitaciones por cargas verticales y por cargas horizontales, fig. 5.34.

Otro punto de suma importancia es que las dimensiones de la sección deben ser suficientes para alojar correctamente las armaduras (35); lo cual puede llevar a aumentarlas localmente con cartelas horizontales. O sea que puede ser necesario dar a la sección una dimensión mayor que la exigida por razones de resistencia. Tal cosa es aceptable desde el punto de vista económico cuando representa hechos aislados en la estructura, refuerzos locales. Si, en cambio, debe dimensionarse por razones constructivas una extensión importante en relación al volumen total de la estructura, la economía quedará muy resentida y deberán revisarse los criterios seguidos, sea para el diseño como para el dimensionamiento. En todo caso, siempre habrá una relación entre la solicitación, las dimensiones de la sección, las dimensiones de la estructura y los diámetros de las barras empleadas. Barras muy finas o muy gruesas inevitablemente conducirán a situaciones conflictivas. Por otra parte y si se quiere evitar los males de llenado incorrecto o del empleo de hormigones excesivamente fluidos, es imperioso prestar atención a estos aspectos durante la elaboración del proyecto.

Tabiques

Los tabiques de hormigón armado presentan particularidades en el diseño de detalles que es oportuno analizar.

El anclaje de las barras, especialmente las de borde, debe ser realizado en forma efectiva. Para eso debe estudiarse el esta-

do tensional que ocurre en las zonas de anclaje, generalmente la base, que es sumamente complejo, ya que en él no se cumplen las condiciones de Bernoulli-Navier (36). Los pocos ensayos realizados muestran que el anclaje referido es vital para la seguridad del sistema (37).

Como criterios aplicables a los casos más simples de edificios pequeños, pero que siempre deben ser revisados a la luz de la situación particular, proponemos los indicados en la fig. 5.35. Cuando se trate de tabiques empotrados directamente en una zapata continua, la longitud de anclaje ha de medirse a partir del punto en que la base soporta compresiones. Si se trata de tabiques empotrados en vigas de fundación, la longitud de anclaje puede medirse a partir del eje de la viga, pero como mínimo las armaduras deben llegar hasta el otro borde. La armadura del borde inferior, en el primer caso, debe ser por lo menos igual a la del borde más armado, salvo que el análisis completo del problema demuestre lo contrario (38).

También el anclaje de las armaduras de alma (malla) tiene que cuidarse. La mejor solución es "envolverla" en los bordes prolongándola cuando menos la mitad de la longitud de anclaje del otro lado. Este criterio debería mantenerse en todos los bordes, aún los de las aberturas o perforaciones. (39).

Aunque no muy frecuentemente en los edificios que nos ocupan, puede ser necesario empalmar las armaduras, sean las de borde, como las de alma. Para ello deben seguirse las recomendaciones ya expuestas; pero es importante recordar que todas las normas aconsejan evitar la simultaneidad de empalmes, lo que en el caso de tabiques obliga a evitar la práctica corriente de emplear barras de la altura del piso. Las barras de borde deberán empalmarse cuando mucho por mitades, en cada sección y las zonas de empalme deberán alejarse por lo menos la longitud de anclaje. Los ganchos son indispensables. En casos críticos será necesario colocar espirales o estribos suplementarios para reforzar la zona. (40), fig. 5.36.

El costo de los empalmes correctamente efectuados es considerable cuando el diámetro de la barra es grande ($> \phi 12$); por eso deben evitarse en los edificios de pequeñas dimensiones, aún a costa de las mayores dificultades constructivas que supone utilizar en obra barras de mayor longitud. Los empalmes de barras de alma no presentan tantas dificultades, pero siempre será prudente atenderse al criterio antes expuesto y empalmarlas por mitades. Conviene reforzar las zonas de empalmes, zun-

chando adecuadamente el hormigón, con barras perpendiculares al plano del tabique. Esto puede lograrse fácilmente con los estribos de un encadenado. En consecuencia es más conveniente producir el empalme al nivel de la losa, aprovechando su encadenado; pero en este caso las barras inferiores deben terminar arriba de la losa y las superiores comenzar debajo de ella.

Madera

La rareza de estas construcciones, al menos de las que son íntegramente de madera, exige mayor minuciosidad en la preparación del proyecto. En efecto, la mano de obra disponible pocas veces está habituada a construcciones estructurales y es necesario suministrar todos los detalles constructivos con la documentación. Por otra parte, la naturaleza misma del material, anisótropo, poco resistente a esfuerzos de corte, cuya unión se logra por medios heterogéneos (clavos, bulones, etc.), impone su consideración desde el comienzo del diseño y luego en el dimensionamiento. Sólo de este modo puede lograrse una razonable economía, pues en caso contrario todas las piezas quedan dimensionadas por razones constructivas, en función de los encastres.

Las variedades utilizadas con mayor frecuencia son fácilmente trabajables y admiten el ajuste de dimensiones en obra. Aunque la ejecución prolija de los cortes y encuentros, requisito imprescindible para una construcción de buena calidad, era considerada artesanía difícil, hoy es facilitada por pequeñas máquinas portátiles. Además, se ha evolucionado hacia formas constructivas que prescinden de encastres o ensambles complicados, en parte por razones económicas, en parte para evitar peligrosos efectos de entalladura y concentración de tensiones.

Se han desarrollado también materiales derivados: aglomerados, maderas compensadas, maderas impregnadas y prensadas, etc.; todas las cuales pueden tener amplio campo en la construcción de edificios y originarán evoluciones de los métodos de empleo.

Tres características son muy significativas para nuestro tema. Las maderas son livianas, con una relación resistencia-peso que se aproxima a la del acero común. Además la resistencia para cargas de corta duración o impactos es muy elevada comparada con la correspondiente a acciones permanentes. Como contrapartida a esas importantes ventajas, son fácilmente degradables. En ocasiones bas-

ta un par de años para que una construcción, sometida a un ambiente hostil, quede dañada sin posibilidad de recuperación.

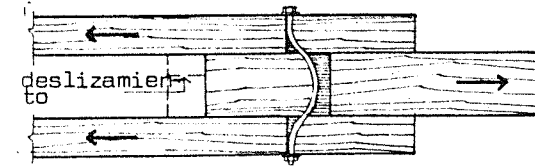
En cuanto a su utilización estructural, se presentan dos tipos de situaciones: Construcciones íntegramente de madera y construcciones mixtas. Estas últimas casi siempre son edificios de albañilería con techos de madera. Es de esperar que en las primeras aparezcan solicitaciones sísmicas importantes en las piezas; mientras que en las segundas el efecto será menor, aunque ciertas uniones puedan ser críticas para la estabilidad del conjunto. (41)

Los detalles constructivos más significativos son las uniones y las medidas de protección para asegurar la durabilidad. No existen en el país normas específicas; por eso recomendamos consultar y aplicar la DIN 1052 a modo de guía. En lo que sigue vamos a dar por supuesto que se cumplen sus disposiciones.

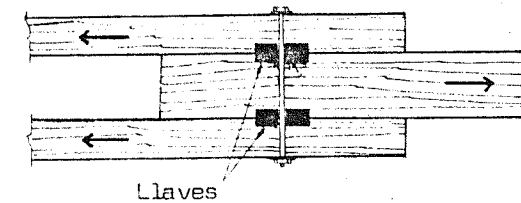
Uniones

Quando la acción sísmica sea determinante en su dimensionamiento (42), deberán tomarse algunas precauciones para mejorar la ductilidad, fig. 5.37, 5.38, 5.39 y 5.40,:

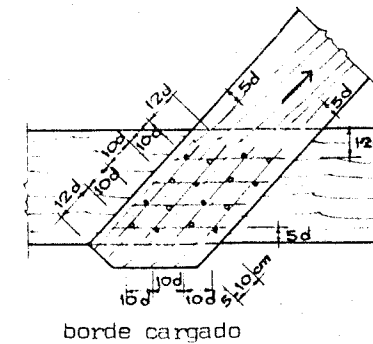
- El esfuerzo de dimensionamiento será el máximo esfuerzo que puede soportar la pieza unida. (En sustitución del esfuerzo a transmitir según el cálculo estático).
- Aumentar en 30 % la distancia mínima, exigida por la Norma DIN 1052, entre los bordes y los clavos, bulones o conectores.
- Aumentar las superficies de las encoladuras de resistencia en 30 % de lo requerido por el cálculo.
- Tender a un número grande de elementos de pequeñas dimensiones para distribuir los esfuerzos más uniformemente. La dimensión mínima de los elementos debe respetar la DIN 1052. (43).
- Diseñar las uniones para evitar o disminuir el número de piezas accesorias (cubrejuntas, forros, etc.)
- Evitar las entalladuras, encastres y rebajos en lo posible, para disminuir las concentraciones de tensión. Si éstas fueran inevitables, proyectar los necesarios acuerdos con el mismo fin (44).
- Prever la influencia que el movimiento de la madera puede tener en la eficacia de la unión y proyectarla para minimizar esos efectos.



a) Unión abulonada deformada por la acción de la carga



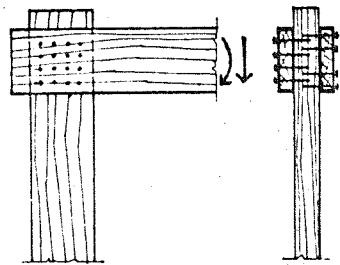
b) Unión con llaves o tacos



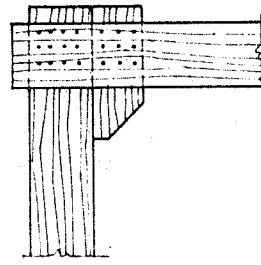
d = diámetro de los clavos

c) Uniones clavadas: separaciones mínimas según DIN 1052

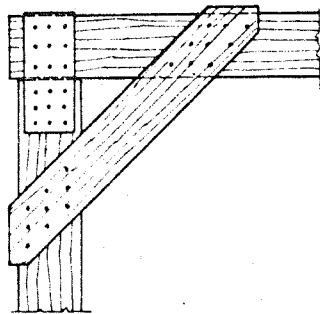
Fig. 5.37 Medios de unión en las construcciones de madera



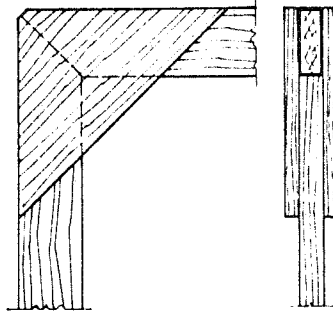
a) Nudo de pórtico clavado
Superficie de unión esca-
sa



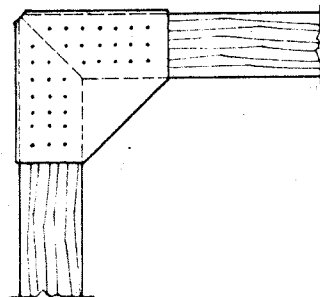
b) Nudo mejorado con taco encolado



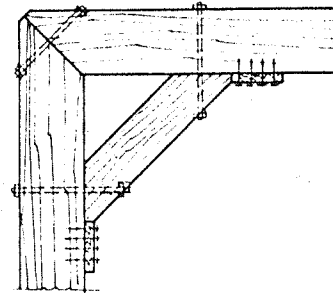
c) Nudo jabalconado con bridas metálicas. Uniones clavadas



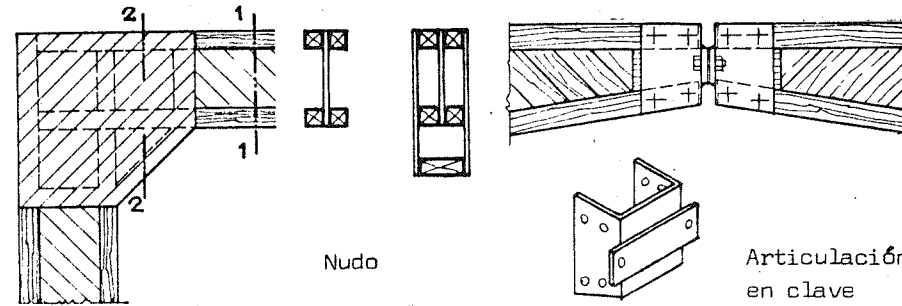
d) Nudo encolado con placas de madera compensada



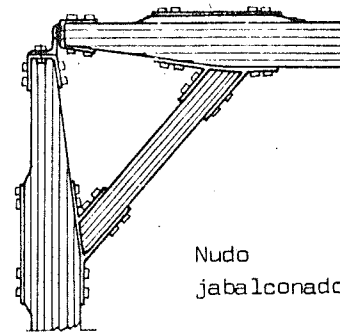
e) Nudo clavado con chapa metálica



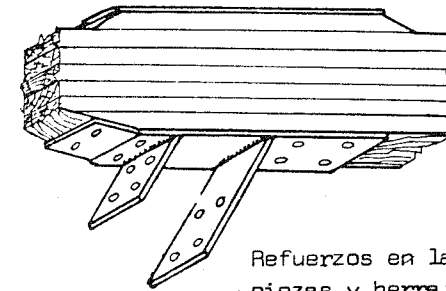
f) Nudo jabalconado abulonado:
Efecto de entalla y sensibilidad al trabajo de la madera



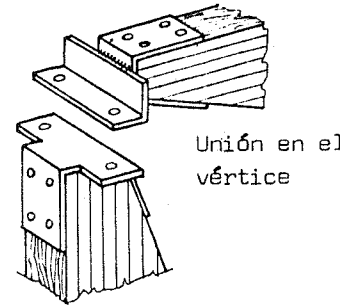
a) Pórtico armado (Alma y refuerzos de nudo en tablas, madera compensada o aglomerada; construcción clavada o encolada)



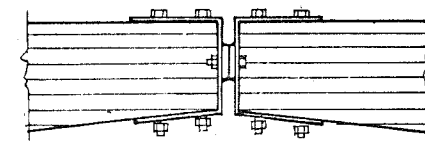
Nudo jabalconado



Refuerzos en las piezas y herraje



Unión en el vértice

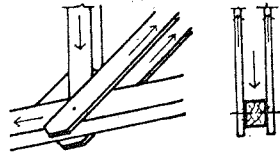


Articulación en clave

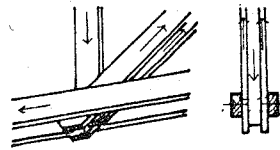
b) Pórticos de madera laminada

Fig. 5.39 Nudos y articulaciones en piezas de alma llena armadas o laminadas

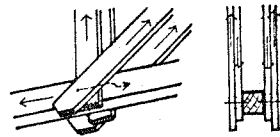
Fig. 5.38 Nudos en secciones macizas de madera



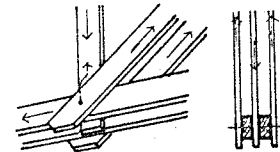
a) No hay desviación de las fuerzas, pero el asiento se afloja al contraerse la madera



b) No hay desviación de las fuerzas, buen asiento de todas las barras

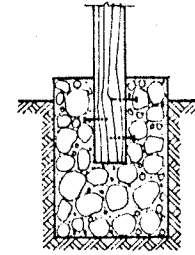


c) Desviación de la componente horizontal de la fuerza de la diagonal sobre la montante

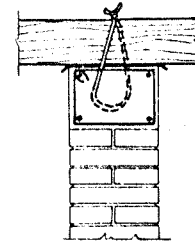


d) Desviación de la componente vertical de la fuerza de la diagonal sobre el cordón inferior

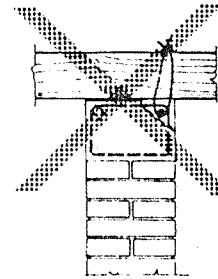
Fig. 5.40 Criterios para las uniones de los reticulados con tablas,



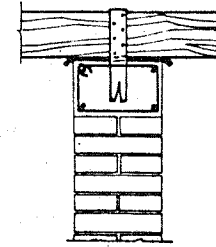
a) Madera empotrada en el hormigón o mampostería. Sólo para construcciones temporarias



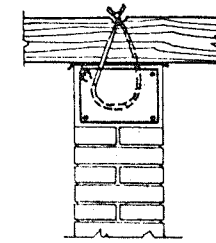
c) Ataduras con alambres o barras finas: no admiten empujes



e) Descubrir armaduras y atar: inaceptable



b) Bridas de chapa para correas o vigas pequeñas



d) Atadura con entalla: sólo para construcciones poco importantes

Fig. 5.41 Vinculaciones de estructuras de madera en mampostería o en hormigón armado

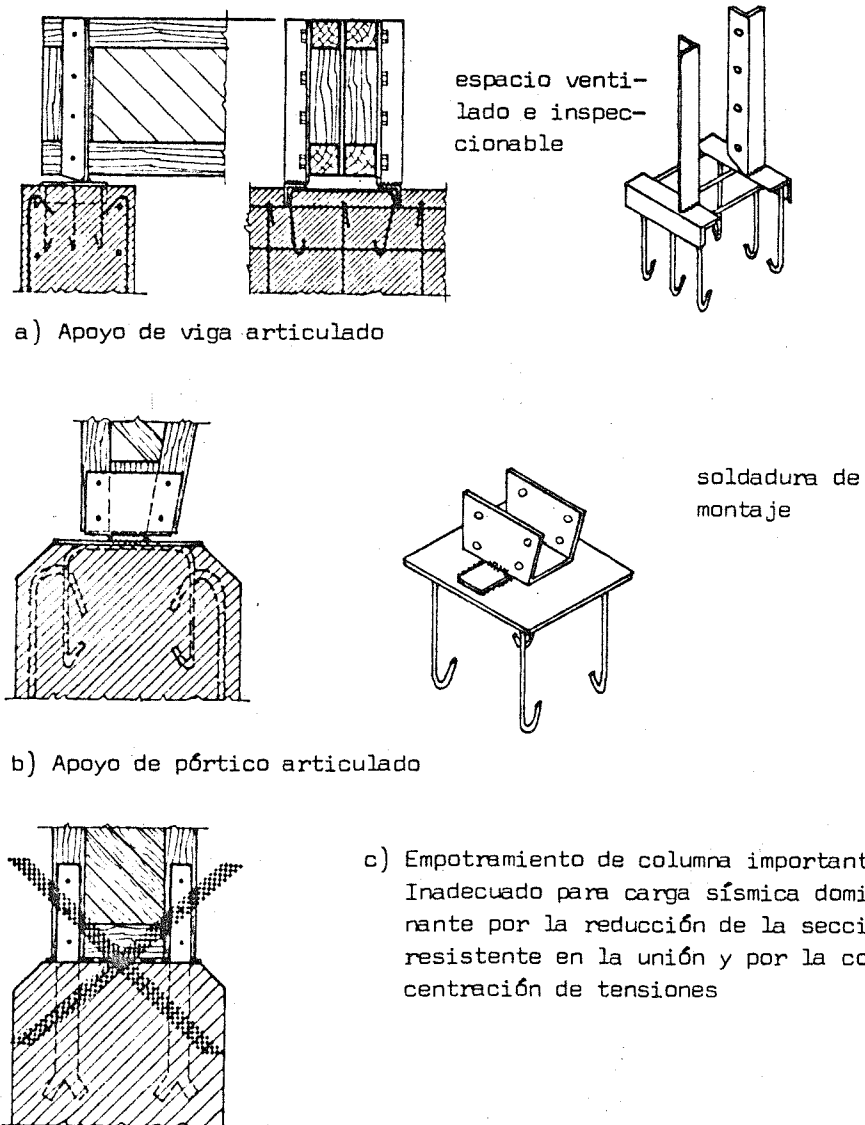


Fig. 5.42 Vinculaciones en estructuras importantes

La primera recomendación tiende a lograr que un volumen importante de material estructural quede solicitado por los mayores esfuerzos antes de producirse la rotura. Si la unión fuera dimensionada para resistir los esfuerzos teóricos, sería el punto más débil de la pieza y las solicitaciones y deformaciones de rotura interesarían un sector pequeño. Como consecuencia, la ductilidad final de la estructura sería también pequeña, aún cuando la unión en sí fuera dúctil.

Las dos siguientes son una extensión del criterio del CCA, cap. 7.1.2. (éstribos adicionales), para evitar el peligro de una rotura por tensiones tangenciales que restaría ductilidad a la unión. Las cuatro primeras importan un encarecimiento; aunque por influencia sobre el costo de la estructura. Mucho más significativa es la economía que representa la cuarta, ya que las piezas accesorias siempre tienen notable influencia en el costo total. La tendencia actual hacia la utilización de tablas y piezas de pequeña sección, como ya se expusiera, hace que la sexta recomendación raras veces sea aplicable.

Es recomendable evitar las uniones resistentes a flexión, pues en ellas es muy difícil cumplir los requisitos anteriores. Lo mismo ocurre con los empotramientos en los vínculos, que generalmente se materializan con varias uniones articuladas al bloque de fundación. En general deben preferirse los apoyos articulados para las estructuras importantes, más aún si se toman en cuenta las necesidades de protección. fig. 5.41 y 5.42.

Techos de madera

Muchas veces los entablados para techos o aún para paredes deben estar en condiciones de transmitir esfuerzos rasantes en su plano. Si se utilizan todos los elementos presentes, el esfuerzo originado en cada unión es pequeño y basta una somera comprobación para establecer si los soportará. De todos modos es recomendable clavar cada tabla en cada elemento transversal con que se cruce, con dos clavos que penetren en este último al menos una vez y media el espesor de la tabla. El diámetro de los clavos será proporciónado a su longitud. (45). Los detalles de vinculación entre el tablero (que puede construirse con placas aglomeradas) y las correas, entre éstas y las vigas principales, o entre todos ellos y la albañilería deben proyectar-

se de modo que las fuerzas puedan ser transmitidas eficazmente, fig. 5.43.

Durabilidad y protección

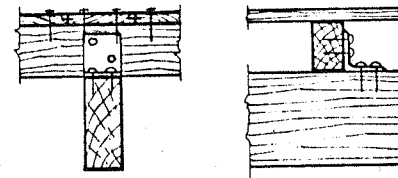
Este tema tiene importancia particular cuando la madera está próxima al suelo o a la mampostería. (46). Hay que recordar que la madera sometida a cambios periódicos en el contenido de humedad se pudre, y que existen numerosos agentes orgánicos (microorganismos, hongos, insectos) cuyo ataque la destruye (47). La sequedad extrema, la radiación intensa y los vientos fuertes cargados de polvo también atentan contra la durabilidad de estas construcciones. El diseño de los detalles debe incluir razonables previsiones para asegurar durabilidad suficiente. Esta protección es necesaria en cualquier área, pero es indispensable en zonas sísmicas pues el deterioro, que ocurre generalmente en las uniones y nudos, produce extrema fragilidad en la estructura.

Las medidas de protección a tomar son:

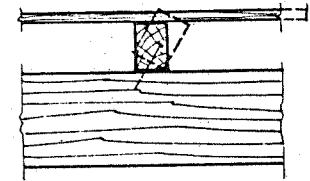
- Impregnación con impermeabilizantes, desinfectantes, venenos; solo o combinados.
- Alejamiento del suelo y fuentes de humedad.
- Protección contra chorreaduras de lluvia, sol directo, etc.; especialmente en la cabeza de las maderas.
- Ventilación de toda la construcción, en particular el extremo de las piezas.

Todos los puntos críticos de la estructura deben ser inspeccionables o, cuando menos, se evitará que se formen cavidades en las que se acumulen insectos, desechos y humedad. En algunas de las figuras se muestra la materialización de esos criterios, junto a los requisitos estáticos. En lo que hace a techos, fig. 5.44, se debe alejar el agua de lluvia de las piezas estructurales y proteger la cabeza de las vigas o correas con un forro fácilmente reemplazable. Es aconsejable evitar toda construcción húmeda sobre los tableros; tanto por razones de peso como de durabilidad. Si se la emplea, deberá quedar completamente seca antes de impermeabilizar la cubierta.

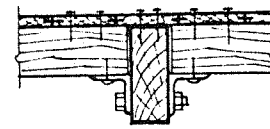
Otro aspecto de suma importancia es el relativo a las piezas de vínculo, generalmente metálicas. Los bulones, pernos y cha-



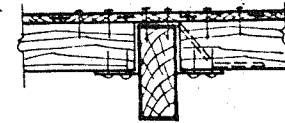
a) Trasmisión aceptable del corte con escuadras metálicas



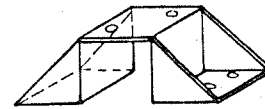
b) Solución poco eficaz para transmitir corte



c) Solución óptima con ángulos robustos en los apoyos

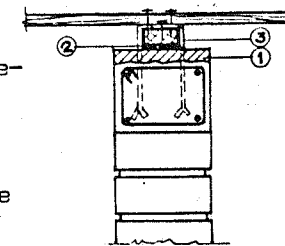


d) Apoyos de fleje: sólo para fuerzas verticales



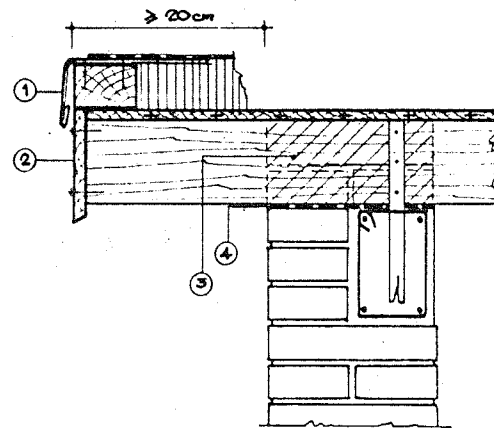
e) Caja de chapa para transmitir esfuerzos axiales importantes por las correas

- mortero de nivelación
- protección
- grapas de fleje



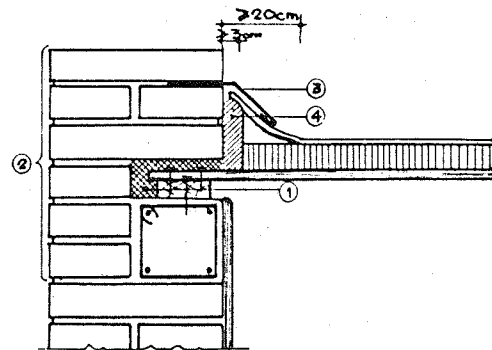
f) Fijación del entablado a encadenados de hormigón

Fig. 5.43 Vinculaciones en los techos de madera



1. gotera de chapa galvanizada
2. tabla frontal de protección
3. protección bituminosa
4. separador impermeable

a) Protección óptima de la madera del techo



1. mastic bituminoso
2. hiladas asentadas con mortero hidrófugo
3. babeta de chapa galvanizada
4. relleno compresible impermeable

b) Solución aceptable para borde lateral sin alero

Fig. 5.44 Disposiciones para protección de los techos

pas debe dimensionarse para fuerzas 50 % mayores que las determinadas en el cálculo de la estructura y deberán asegurar la rigidez necesaria para impedir movimientos indeseables. En vigas principales, cabriadas o pórticos como mínimo tendrán las chapas 4,7 mm de espesor y los pernos o bulones 14 mm de diámetro. Se especificarán todas las medidas de protección necesarias; pinturas, recubrimientos, galvanizados, etc.

5.4. - CONSTRUCCION METALICA

Por las características del material utilizado en las construcciones metálicas, en general de acero, pocas veces hay dificultades desde el punto de vista de la resistencia y ductilidad. Exige, sin embargo, un estudio cuidadoso de los detalles constructivos para aprovecharlas plenamente.

La experiencia en grandes construcciones metálicas en nuestro país es limitada. Exceptuadas las construcciones industriales son escasos los ejemplos de edificios para usos civiles con estructura totalmente metálica (una excepción reciente es el edificio SOMISA, en Buenos Aires). Sin embargo abundan los casos de utilización de celosía liviana y de chapa plegada, modalidades éstas muy acordes con las condiciones de desarrollo local. Con todo, no siempre el diseño de estas construcciones es satisfactorio; con frecuencia los detalles son inapropiados y a veces falta en absoluto su estudio. (48). Por eso, aunque nos interesa exponer aquellos aspectos particulares referidos al comportamiento ante acciones sísmicas, consideramos oportuno formular algunas reflexiones de carácter más general.

Independientemente de la sollicitación que se trate, es absolutamente indispensable el cumplimiento de las recomendaciones constructivas contenidas en todas las normas en vigencia, a las que nos remitimos (49). Por otra parte la construcción metálica es esencialmente prefabricada, en el sentido que, casi en su totalidad se prepara en taller o fábrica; reduciéndose las operaciones de campo al montaje de elementos, generalmente de grandes dimensiones. Además todos los metales estructurales son degradables; razón por la cual la durabilidad de la estructura y su mantenimiento merecen estudio especial.

En cualquier caso resultan ser las uniones los puntos críticos en todos estos aspectos, sea entre piezas de la estructura co-

mo entre ésta y sus vínculos. Ellas plantean cuatro tipos de problemas: vinculación a establecer, tecnología a emplear, concentración de tensiones y sencillez constructiva; y las soluciones siempre serán un compromiso entre los tres últimos aspectos para cumplir el primero.

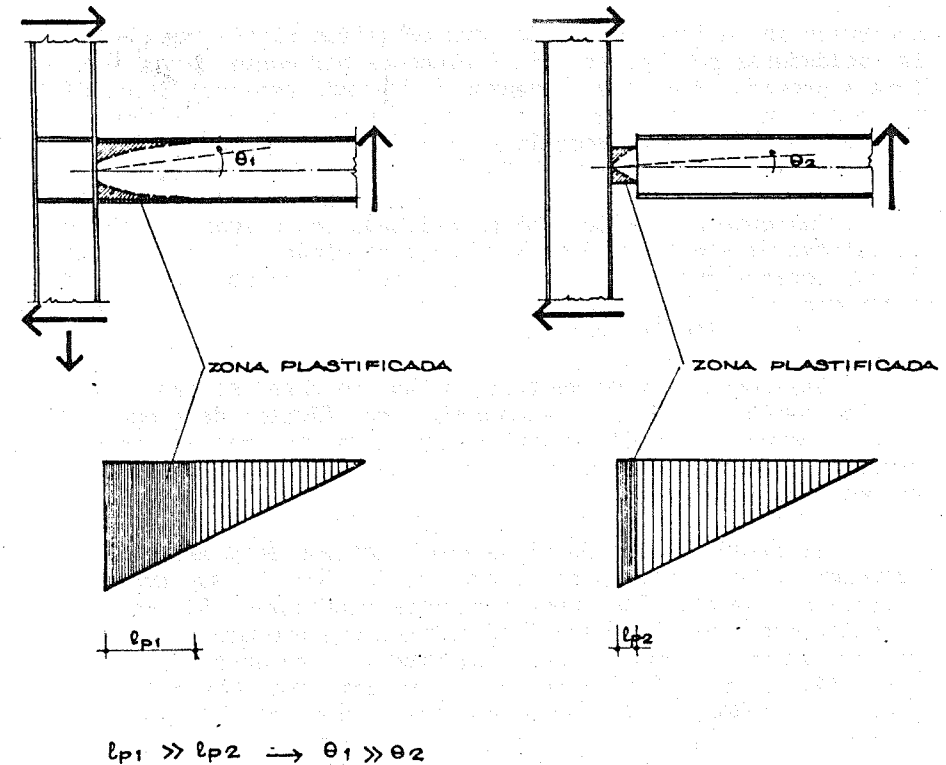
Actualmente es posible, y aún inevitable, lograr continuidad en las uniones de las estructuras metálicas. Esta continuidad debe ser explotada para lograr economía en el diseño. Por otra parte y especialmente cuando se trate de estructuras soldadas, sustanciales cambios en la rigidez y en la distribución de esfuerzos provocados por la rigidez de las uniones pueden conducir a fallas prematuras si no son debidamente considerados en el análisis.

Todo lo expuesto hasta aquí es válido para cualquier construcción metálica. En cambio, la característica fundamental que la acción sísmica les impone es que cualquiera sea la tecnología empleada, las uniones deben ser por lo menos tan resistentes como las piezas conectadas para asegurar ductilidad efectiva (50). El caso es análogo a las construcciones de madera, que ya analizamos, pero lo estudiaremos en mayor detalle.

Si la conexión es diseñada y dimensionada para soportar la reacción relativa a partir de la sollicitación existente en la estructura, y las piezas, como ocurre con mucha frecuencia, tienen resistencias mayores que las estrictamente necesarias, la sección más débil es la de la unión. Cuando bajo los efectos de un sismo intenso la estructura incursiona en el campo anelástico, se formará una rótula en esta sección, cuya extensión quedará reducida a la de la unión. Por ser pequeña en relación al total, su capacidad de deformación será reducida y consecuentemente la ductilidad de la estructura será pequeña, aún cuando la unión en sí sea dúctil, fig. 5.45. Este hecho se agrava aún más si se toma en cuenta que en las uniones se producen concentraciones de tensión inevitables que tienden a disminuir su ductilidad. El criterio expuesto es exigible toda vez que la sollicitación sísmica sea dominante: cuando alcance el 40 % de la sollicitación estática. (51).

Tecnología de las uniones

Prácticamente se han eliminado las uniones remachadas, reemplazadas casi exclusivamente por las soldaduras y las uniones atornilladas con bulones normales o de alta resistencia. En cambio han



Para desarrollar totalmente la capacidad de deformación de las piezas metálicas unidas es necesario que la unión sea igual o más resistente que ellas

Fig. 5.45 Criterio básico para el diseño y dimensionamiento de uniones

aparecido las uniones encoladas con adhesivos sintéticos (epoxi) y las soldaduras por resistencia (soldadura por puntos o por costura a presión) para los elementos de pequeño espesor. Estos últimos medios no se han generalizado suficientemente en el campo de la construcción, menos todavía en el de las estructuras, pero no cabe duda de su futura expansión.

Cualquiera de ellos, bien realizado, es eficaz. De ahí que la calidad de ejecución debe ser muy controlada y la posibilidad de tal control puede ser determinante de la elección final. Como regla general, deben dejarse las soldaduras más complejas o en posiciones más difíciles para el taller.

Las conexiones de montaje, hechas en obra, se proyectarán con los medios de más simple control y más fáciles de ejecutar. Por eso es conveniente utilizar bulones para las uniones de campo. De emplear soldaduras deberán proyectarse de modo que sean simples y en posiciones cómodas.

El diseño de los detalles constructivos está estrechamente relacionado con las concentraciones de tensión. Es muy importante evitarlas o aminorarlas, pues numerosos accidentes (52) han probado suficientemente la fragilidad extrema que producen. Debemos temer que durante sismos intensos se produzcan colapsos en estructuras metálicas para edificios por tal motivo. Por otra parte la incidencia económica que ellos tienen es siempre notable; en general un diseño apropiado que satisfaga simultáneamente las exigencias funcionales y económicas es posible, pero siempre resulta fruto de la paciencia, la dedicación y la experiencia del diseñador.

Existen situaciones diferentes, según se trate de estructuras reticuladas formadas por perfiles de pequeñas dimensiones en relación al conjunto o de estructuras de alma llena, donde los elementos a unir son significativamente grandes. En situación intermedia se encontrarían las estructuras reticuladas donde las piezas se unen sin chapas de nudo. En el primer caso, hay generalmente amplio espacio para desarrollar la unión, pues las piezas presentan longitudes de contacto importantes. En el segundo, por el contrario, el espacio es escaso y aparecen cubrejuntas y piezas de transición.

El criterio fundamental es lograr que el flujo tensional sea lo más uniforme y directo posible. Por eso es deseable eliminar las piezas de transición. En general, cuanto mejor proyectada sea una

unión, menor cantidad de materiales requerirá, aunque posiblemente sea mayor el consumo de mano de obra. Cada medio de unión tiene características propias que originan recomendaciones constructivas particulares.

Soldaduras

Tanto los perfiles a unir como el cordón serán en lo posible de espesores parecidos. En caso necesario se proyectarán trabajos de preparación para acordarlos. Los cordones serán planos, ni excesivos, ni escasos. Se evitarán las excentricidades en los nudos, procurando que el centro de gravedad de la soldadura coincida con el eje de la barra unida. Las chapas de nudo tendrán espesores acordes con los de los perfiles unidos, nunca menores que la suma de los espesores de los componentes de la barra aislada que transmite mayor esfuerzo.

Las reglas sencillas expuestas bastan cuando se trata de uniones entre elementos de poco espesor, en general, reticulados con chapas de nudo, fig. 5.46. En estructuras con perfiles de grandes dimensiones, como suelen ser los pórticos metálicos de alma llena, los problemas son más complejos.

Las chapas y rigidizadores deben ser adecuadamente dispuestos para favorecer el flujo de tensiones. Si se emplean soldaduras por puntadas, la longitud y separación de éstas serán acordes con el espesor de las chapas. Si las chapas son de mayor espesor que los cordones, se soldarán por ambos costados (la profundidad de penetración de la soldadura es aproximadamente igual al espesor del cordón). Nunca se cruzarán cordones de soldadura, para evitar concentraciones de tensiones térmicas. En casos delicados puede ser necesario especificar en el proyecto la secuencia de soldaduras, para evitar acumulación de tensiones o deformaciones térmicas. fig. 5.46, 5.47, 5.48 y 5.49.

Uniones abulonadas con tornillos comunes

En todas las uniones con tornillos aparecen cubrejuntas o piezas de transición para transmitir los esfuerzos. En muchas ocasiones el tamaño de ellas está condicionado por la cantidad de bulones a colocar, que a su vez depende del diámetro elegido y los

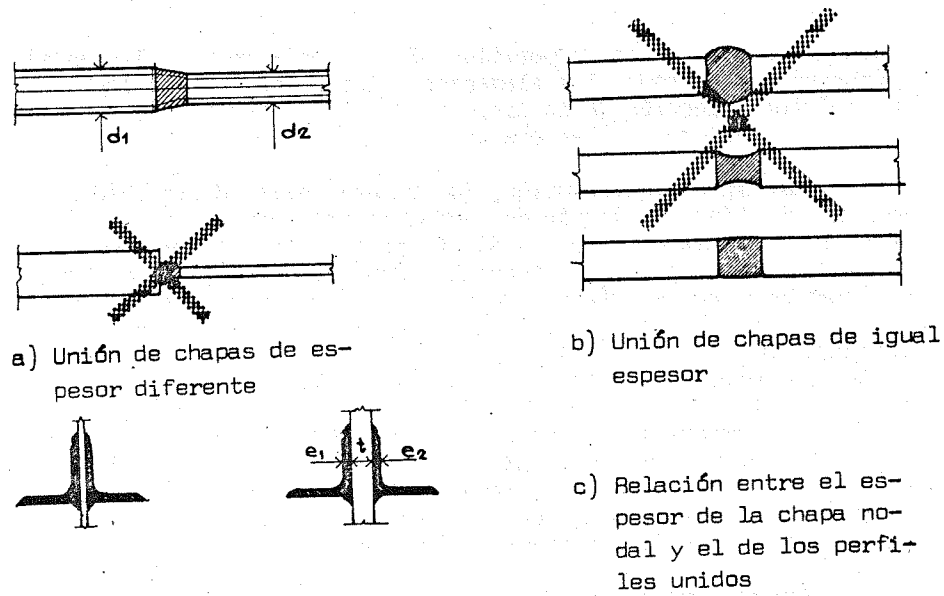


Fig. 5.46 Reglas básicas para las uniones soldadas

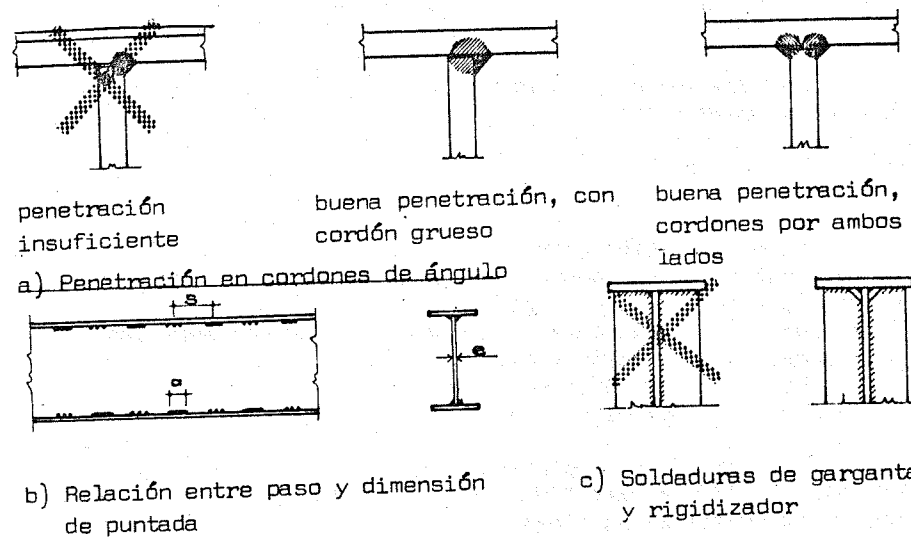
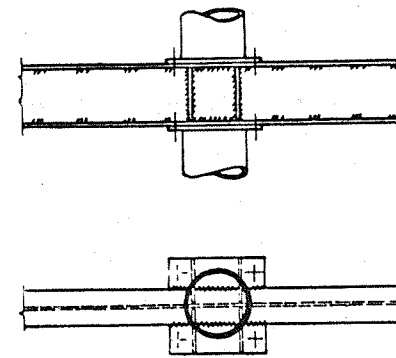
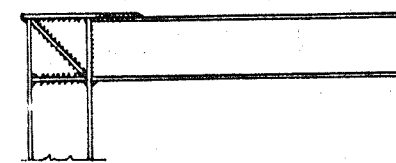


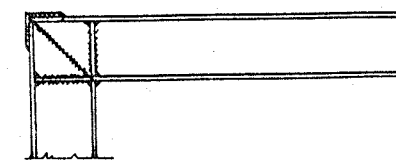
Fig. 5.47 Soldaduras en estructuras de dimensiones importantes



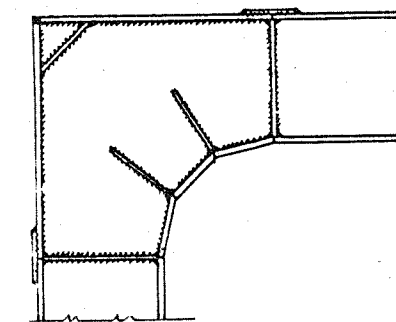
a) Apoyo intermedio de viga continua



b) Pórtico de perfiles laminados
Uno de los perfiles pasa

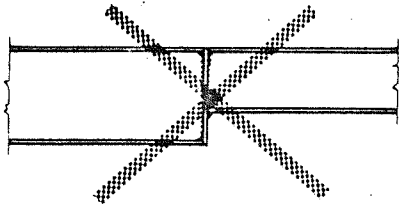


c) Pórtico de perfiles laminados
Perfiles cortados a inglete

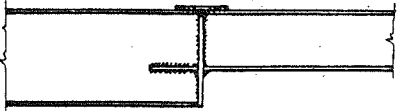


d) Pórtico de perfiles armados

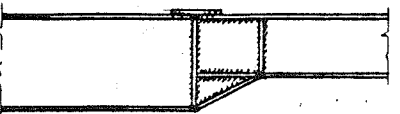
Fig. 5.48 Detalles constructivos en estructuras soldadas



- a) Solución inaceptable: falta continuidad en los cordones



- b) Solución aceptable: buena continuidad, concentración de tensiones elevada



- c) Solución óptima: apropiada para solicitaciones dinámicas importantes

Fig. 5.49 Empalme de perfiles

espesores de las chapas o perfiles. Es deseable reducir la cantidad y dimensiones de todos los elementos secundarios; eso se logra con una juiciosa elección de la disposición de los tornillos, su diámetro y los espesores de las chapas.

Como en cualquier unión, los bulones serán distribuidos de modo que la línea de acción del esfuerzo pase por el centro de gravedad de la conexión, fig. 5.50. Es preferible entonces emplear uniones en corte doble. Los tornillos deben tener suficiente longitud como para que el vástago roscado quede fuera del espesor de chapas unidas. Para eso habrá que colocar arandelas de dimensión adecuada. Si la rosca toca los elementos bajo esfuerzo se producen peligrosos efectos de entalladura, fig. 5.51.

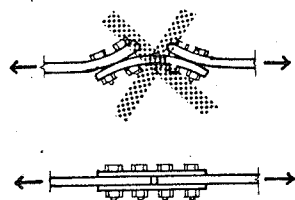
Los componentes, incluidos tornillos y tuercas, deben ser accesibles para permitir su montaje e inspección de mantenimiento. En especial debe cuidarse la separación entre bulones y entre estos y las piezas para permitir que tanto a la cabeza como a la tuerca pueda accederse con herramientas adecuadas.

Por otra parte las distancias entre bulones y entre éstos y los bordes de las chapas serán limitadas a valores que impidan su alabeo; con el objeto de evitar la formación de intersticios por donde se iniciaría la corrosión. Tal cuidado debe tenerse aún con las uniones no sometidas a esfuerzos importantes, fig. 5.52.

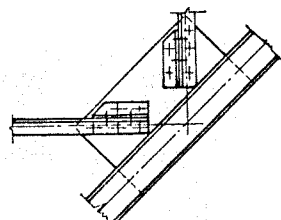
Los bulones deben trabajar preferentemente al corte, pues aunque es posible absorber esfuerzos de tracción en ellos, el efecto de entalladura es mayor y la deformación del vástago origina una separación en las piezas que siempre es peligrosa para la durabilidad, fig. 5.53.

La colaboración entre medios de unión de naturaleza diferente como bulones y soldadura no es admisible, porque la deformación necesaria para poner en carga los bulones es incompatible con la integridad de la soldadura. Si en una unión se colocan tornillos provisionales para posibilitar el montaje y luego se la suelda, cada uno de los medios debe ser capaz de soportar en su totalidad el esfuerzo que le corresponda en la fase respectiva.

En cambio es aceptable, y muchas veces la solución óptima, utilizar soldadura para todas las conexiones de chapas de nudo, cubrejuntas, perfiles adicionales, etc.; y dejar para los bulones la unión de campo en sí, fig. 5.54.



a) En el plano de la unión



b) Los ejes baricéntricos de los perfiles y de los bulones deben coincidir

Fig. 5.50 Coincidencia de las rectas de acción de los esfuerzos en las uniones

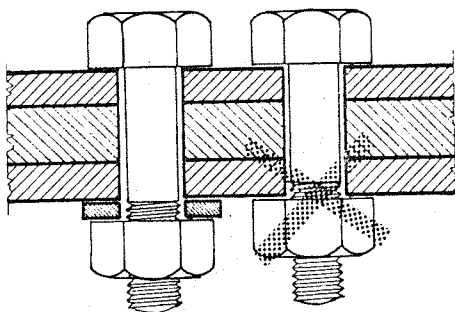
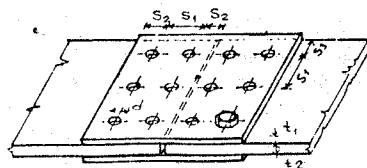


Fig. 5.51 El vástago roscado debe quedar fuera de las piezas solicitadas



$$3d \leq S_1 \leq 8d \text{ ó } 15 t_{\min}$$

$$2d \leq S_2 \leq 3d \text{ ó } 6 t_{\min}$$

$$1.5d \leq S_3 \leq 3d \text{ ó } 6 t_{\min}$$

Fig. 5.52 Separaciones límite para los tornillos

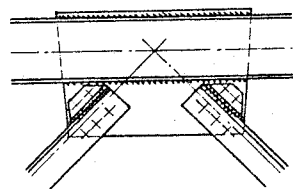


Fig. 5.53 Combinación admisible de soldadura y bulones

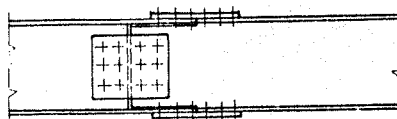


Fig. 5.54 Unión resistente a flexión con tornillos a corte

Uniones abulonadas con tornillos de alta resistencia (53)

La principal característica de este medio de unión es que los esfuerzos se transmiten por rozamiento directo entre las chapas unidas, en sustitución de la transmisión por corte a través del vástago del bulón. Esto se logra aplicando una fuerte presión entre las piezas, por medio de los tornillos sometidos a considerable tracción. Naturalmente es necesario una preparación adecuada de las superficies en contacto para favorecer el rozamiento.

Desde el punto de vista de las sollicitaciones dinámicas este tipo de uniones es muy ventajoso, porque las concentraciones de tensiones son menores que en el caso de los tornillos comunes o soldaduras, ya que el esfuerzo es transmitido sobre una superficie y no sobre algunas zonas reducidas. Por otra parte, una vez iniciado el deslizamiento, el esfuerzo se mantiene constante hasta que los vástagos entran en contacto con las paredes de las chapas, disipando una cantidad considerable de energía en régimen anelástico sin que se haya producido deformación plástica alguna en las piezas unidas. Con un diseño apropiado se puede aumentar por este medio la ductilidad efectiva de la estructura.

Otra ventaja significativa para la simplificación constructiva es que estos tornillos pueden trabajar en tracción sin ningún inconveniente, ya que encontrándose las piezas comprimidas en la unión no se producirán separaciones hasta haber superado el esfuerzo de pretensado.

Como está claramente especificado en las normas respectivas, sólo pueden utilizarse determinadas calidades de tornillos -bulones de acero de tensión de fluencia mínima $\sigma_f = 48 \text{ Kg/mm}^2$ y se exige una preparación muy cuidadosa de las superficies. Por otra parte el par de apriete de los tornillos debe ser rigurosamente controlado, efectuando el ajuste con llaves dinamométricas o de impacto y haciendo un control de calidad de ejecución posterior.

Las exigencias relativas a ejecución son muy severas y ese es el principal inconveniente para recomendar su empleo. Por ese motivo no vamos a extendernos en consideraciones constructivas, pues su uso debe quedar restringido a constructores con experiencia y respaldo técnico suficiente, que en todo caso deben contar con conocimiento profundo de las normas.

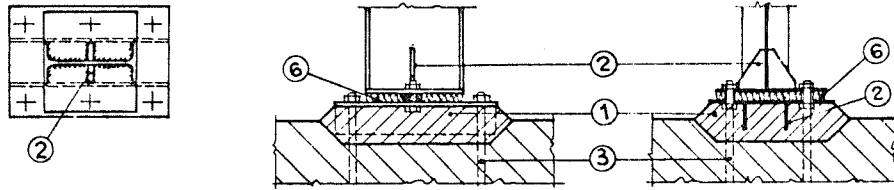


Fig. 5.55 Columna de perfil laminado: base articulada (ref. 5.57)

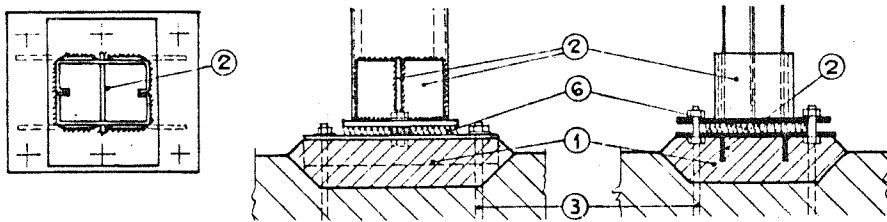
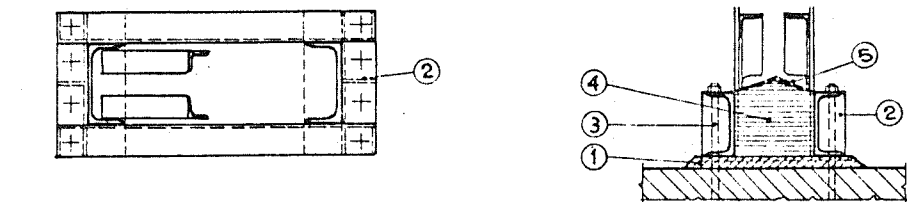
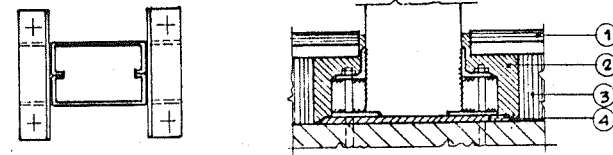


Fig. 5.56 Columna de chapa doblada: base articulada (ref. 5.57)



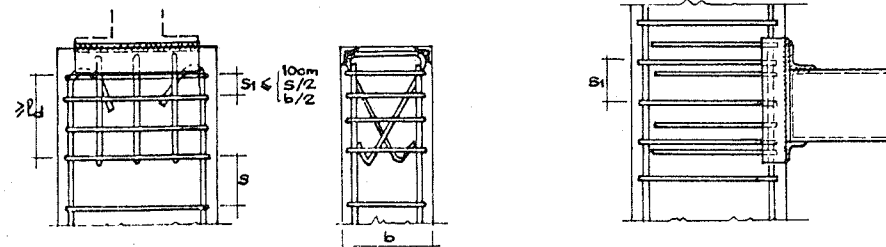
1. mortero de asiento y nivelación
2. -rigidizadores
3. pernos de anclaje
4. relleno de mortero
5. protección impermeable
6. relleno de junta

Fig. 5.57 Columna importante de perfiles laminados: base empotrada



1. piso y mortero
2. relleno de material bituminoso
3. contrapiso
4. mortero de asiento y nivelación

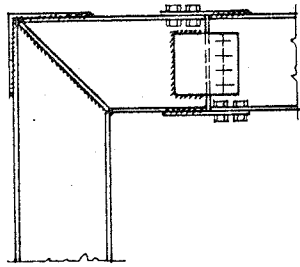
Fig. 5.58 Columna de chapa doblada empotrada en la base



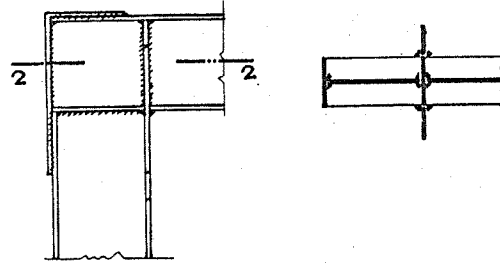
Herrajes de fijación a colocar antes del hormigonado

Longitudes mínimas de anclaje y estribado denso: l_d , según PRAEH

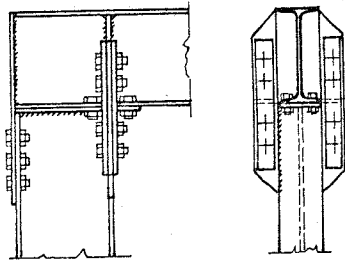
Fig. 5.59 Empotramiento de estructuras metálicas en estructuras de hormigón armado



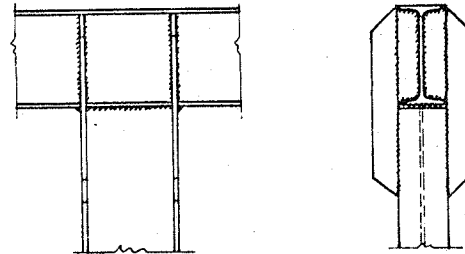
a) Nudo en esquina, unión de montaje en la viga, abulonada



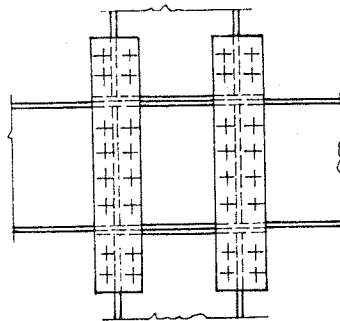
b) Nudo en esquina, construcción totalmente soldada



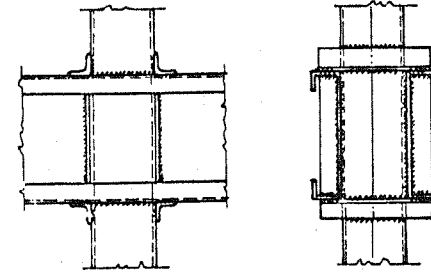
c) Nudo en esquina, unión de montaje en la columna, abulonada



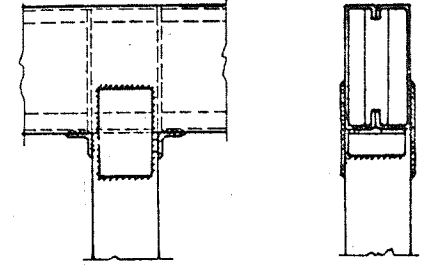
c) Nudo intermedio, construcción totalmente soldada



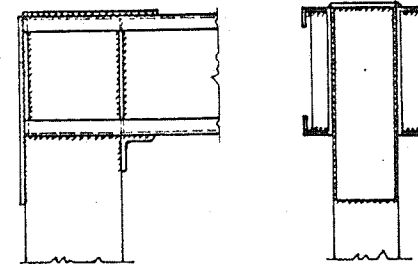
d) Nudo intermedio con uniones de montaje en las columnas, abulonadas



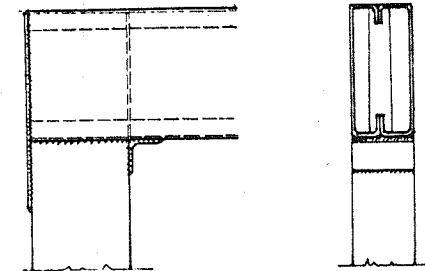
a) Nudo intermedio soldado sección abierta en viga



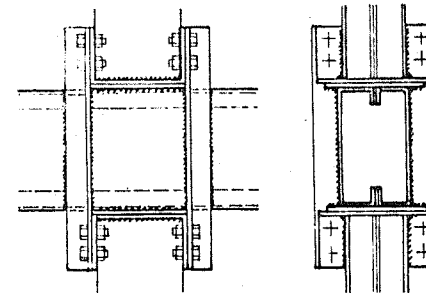
b) Nudo intermedio soldado, ambas secciones en cajón



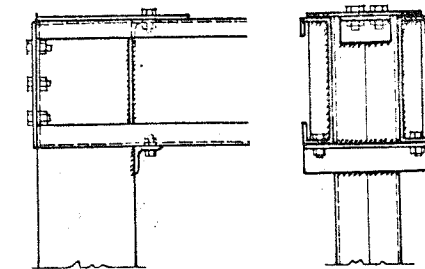
c) Nudo extremo soldado, sección abierta en viga



d) Nudo extremo soldado, ambas secciones en cajón



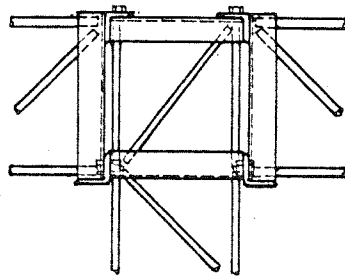
e) Nudo intermedio abulonado para secciones cajón



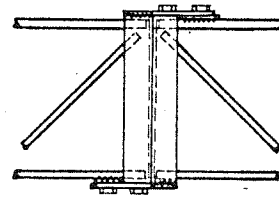
f) Nudo extremo abulonado, sección abierta en viga

Fig. 5.60 Estructuras de perfiles laminados o armados

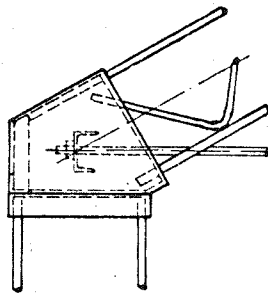
Fig. 5.61 Nudos de pórticos con perfiles livianos de chapa doblada



a) Apoyo de vigas en columna



b) Empalme resistente a flexión



c) Apoyo de arco con tensor en columnas

Los criterios fundamentales de diseño son:

- . Colocar todos los bulones trabajando a corte
- . Asegurar la indeformabilidad de los extremos de piezas unidas por medio de cabezales suficientemente rígidos

Fig. 5.62 Uniones típicas en estructuras de celosía liviana

Uniones soldadas por resistencia (54)

De ellas las más comunes son las soldaduras por puntos en perfiles de chapa plegada. El diseño de la unión y aún la elección de la perfilera para las secciones está condicionado fuertemente por el equipo disponible para la soldadura. En especial quedan limitados el espacio mínimo entre piezas y las dimensiones de los nudos a las posibilidades que las dimensiones de los electrodos y el bastidor permiten. Por otra parte el equipo es muy simple y versátil y su control es relativamente sencillo. Por eso generalmente será conveniente utilizar la soldadura para el armado de partes y realizar los acoplamientos con bulones.

En lo que respecta a la acción sísmica la soldadura por puntos presenta concentraciones de tensión mayores pero menores efectos térmicos que las soldaduras por arco; en todo caso las concentraciones de tensión son menores que para los bulones. Su campo de utilización es, evidentemente, el de las chapas delgadas; en el que resultan muy competitivas frente a los otros medios y, en ocasiones, el único admisible.

Podemos esperar un sostenido crecimiento en su utilización, pero el diseño y la ejecución de esas uniones debe quedar reservado a quienes acrediten conocimiento suficiente. Por el momento no se han generalizado en el campo que nos interesa y en consecuencia remitimos al lector interesado a la bibliografía especializada; agregando finalmente que les son aplicables todas las consideraciones ya expuestas para los otros medios de unión.

Algunos detalles constructivos típicos

Las figuras 5.55 a 5.62 muestran algunos detalles constructivos típicos cuando la acción sísmica es predominante. En ellos se ponen en práctica las sugerencias anteriores.

5.5. - LAS INSTALACIONES

Hasta hace relativamente poco tiempo, la estructura resistente y los cerramientos constituían prácticamente la totalidad de la obra de arquitectura. Hoy las instalaciones, el equipo, representan

un factor importante tanto del costo como del volumen constructivo utilizado.

Ocurren entonces relaciones entre éstas y aquellas que debemos contemplar, armonizando requerimientos para que no sean conflictivas. Esta realidad actual, menos notable en los edificios para industria, ya que en ellos la instalación "es" el edificio y lo constructivo sólo una cáscara contra la intemperie, se vuelve crítica en otras funciones, donde no puede disponerse libremente de los espacios internos y las instalaciones deben ser si no ocultas, al menos alojadas donde no estorben. Que es lo mismo que ocurre con la estructura resistente. O sea que comienza una competencia por el espacio físico entre ellas, no siempre resuelta con satisfacción por los proyectistas.

Es preciso señalar que la integración de sus especialistas en el equipo de diseño es mucho menos frecuente que la del especialista en estructuras. Tal vez porque la necesidad es más reciente. Lo más común es que adopten una actitud más o menos pasiva, esperando que el anteproyecto esté concluido para alojarlas en él. De este modo no hay aporte al proceso de diseño o en el mejor de los casos éste es muy tardío. No es de extrañar entonces que las situaciones conflictivas sean frecuentes.

El remedio parece estar en un mayor esfuerzo por parte del proyectista para integrar a los especialistas; que sólo será provechoso si aquel tiene un conocimiento conceptual profundo de las necesidades y posibilidades de las instalaciones. Deberá también realizar una labor pedagógica importante para hacerles comprender el significado de la tarea del proyectista y la función que ellos a su vez deben cumplir en el proceso de diseño. No debe dejarse de observar que el especialista en estructuras tiene similar responsabilidad respecto de las instalaciones y sus proyectistas. Hace falta mucha información mutua entre todos los componentes del grupo de diseño para que éste pueda transformarse en un equipo. Las malas soluciones o los conflictos pueden deberse a la falta de información de algunos, pero generalmente son consecuencia de la mala voluntad y escaso espíritu de diálogo de todos.

Pareciera fuera del marco de este trabajo asignar mucha importancia al tema, pero debemos convenir que hoy aún en edificios muy pequeños se presenta el uso de equipos voluminosos y complejas instalaciones mecánicas. Y de ningún modo se limitan a edificios industriales. Trataremos entonces de exponer algunas reflexiones que dicta la experiencia.

Instalaciones con gravitación en la etapa de anteproyecto

Corresponde señalar que no todas las instalaciones imponen restricciones a la estructura física del edificio. Algunas exigen ser tenidas en cuenta desde que el partido se empieza a transformar en anteproyecto (55), para definir los volúmenes construídos; mientras que otras sólo deben ser consideradas como parte de los planos de proyecto, estudiándolas durante esa etapa.

Naturalmente esa clasificación depende de la función del edificio y algunas pueden estar en una u otra situación según los casos. Lo que en realidad define es el volumen de construcción ocupado por el sistema o sus componentes. Entre las más voluminosas, cuyo trazado siempre se debe estudiar en el anteproyecto y considerar con cuidado por los especialistas de estructuras (56), están los desagües cloacales y pluviales y los sistemas de acondicionamiento térmico. A ellos nos referiremos ahora.

Sistemas de acondicionamiento por aire

(calefacción o refrigeración por aire; aire acondicionado).

Son sistemas en los que invariablemente las dimensiones de los conductos no sólo son comparables a las de los elementos estructurales, sino que muchas veces los superan (57). Condicionan, por tanto, fuertemente el proyecto estructural. En ocasiones pueden resolverse pasos o perforaciones en los elementos resistentes, pero en otras el único camino viable (y siempre el más sano) es evitar las mutuas intersecciones.

El aspecto general siempre es la dimensión de los elementos en conflicto. Es en este sentido que cada uno de los participantes de un proyecto debieran tener mayor conocimiento de las necesidades de los otros. Tanto las dimensiones de la estructura como las de los conductos pueden disminuirse, pero no más allá de ciertos límites dados por condiciones funcionales propias del sistema, generalmente mucho menos severas que las limitaciones económicas. Prever generoso espacio para todos suena lo más sabio, pero no debe olvidarse que el volumen construído es costoso y todo volumen no usado para la actividad propia del edificio, para su función, implica una pérdida de eficiencia.

Debemos conseguir entonces soluciones compactas en las que

estructuras e instalaciones no interfieran mutuamente.

Al menos los conductos maestros y las piezas resistentes principales deberían proyectarse con el criterio de acompañarse armónicamente, antes que tratar de empacarlos compitiendo por el mismo espacio físico (58).

A grandes rasgos los problemas planteados son:

- . Debilitamiento de planos horizontales por los conductos verticales.
- . Cruce de planos verticales (tabiques o vigas) con conductos de distribución.
- . Otros cruces, como los de conductos con columnas o grandes perforaciones de tabiques y vigas, que debían ser evitados a toda costa.

En cuanto al debilitamiento de planos horizontales, hay que tomar en cuenta que muchas veces los conductos principales se ubican junto a circulaciones verticales, sumando su sección a escaleras, ventilaciones, etc. Por eso debe ubicarse los conductos de modo de lograr las mejores condiciones para el flujo de tensiones y comprobarse la resistencia de las secciones restantes. (59). Los pasos de conductos a través de tabiques o vigas interesan más desde el punto de vista del diseño de detalles, que tratamos más adelante.

Instalaciones que influyen en la etapa de proyecto

Son aquellas cuyos conductos tienen dimensiones que no comprometen sensiblemente las piezas estructurales y cuyos artefactos o elementos complementarios se alojan independientemente; entre otras: Electricidad (alta y baja tensión), gas, agua, etc.

Debemos señalar que existen costumbres de instalación, no por generalizadas menos viciosas, que llevan no sólo al aumento de costos por reiterada destrucción de obras ya ejecutadas (revoques, muros, pisos) para colocar las cañerías, sino también a peligrosos debilitamientos de elementos estructurales.

El primer paso para evitarlos es un proyecto eficiente y completo, que contemple el trazado de las instalaciones y sus detalles constructivos, las que casi siempre pueden resolverse con mínimas interferencias con la construcción, aún en pequeñas viviendas (60).

Debe evitarse empotrar las instalaciones en elementos estructurales. Si ello no es posible se debe considerar las reducciones de sección útil originadas. En lo que se refiere a la instalación eléctrica hay que evitar concentrar caños y cajas en secciones de poco espesor. También hay que recordar que los tableros y cajas de medidores son suficientemente grandes como para requerir espacio propio, fuera de cualquier elemento estructural.

Cierto tipo de exigencias mutuas, como por ejemplo las distancias mínimas entre bocas de gas y eléctricas, contribuyen a complicar el diseño, porque multiplican las necesidades de espacios independientes.

De todos modos un proyecto sólo puede considerarse completo si incluye los trazados de todas las instalaciones y los principales detalles y criterios constructivos que permitan resolver las interrelaciones entre ellas y la estructura física del edificio. En caso contrario se presentarán en la obra situaciones que serán resueltas sobre la marcha, de acuerdo a la idoneidad -no siempre suficiente- del operario, y habrá que temer daños irreparables que ocasionarán serias disminuciones en la ductilidad de la construcción.

Cruces de conductos en vigas o tabiques

En principio las vigas son más delicadas. El cruce debe realizarse en zonas de bajas solicitaciones por corte, ya que siempre se atraviesa el nervio. Los agujeros deben quedar previstos en el proyecto, así como los refuerzos, debidamente comprobadas secciones y armaduras. El talón traccionado debe tener suficiente sección para asegurar el recubrimiento de las armaduras y una razonable sencillez de llenado (61). Los vértices no deben ser agudos. Es mejor proyectar agujeros redondos o por lo menos redondeados, fig. 5.63.

Para tabiques la regla empírica de sustituir la armadura interrumpida por igual sección total repartida en ambos bordes del agujero es aceptable si el agujero no es muy grande. En estructuras muy solicitadas con perforaciones importantes, deben comprobarse las solicitaciones considerando la influencia del agujero.

En vigas, las dimensiones y armaduras de refuerzo indicadas puede aceptarse para zonas con tensiones tangenciales máximas que

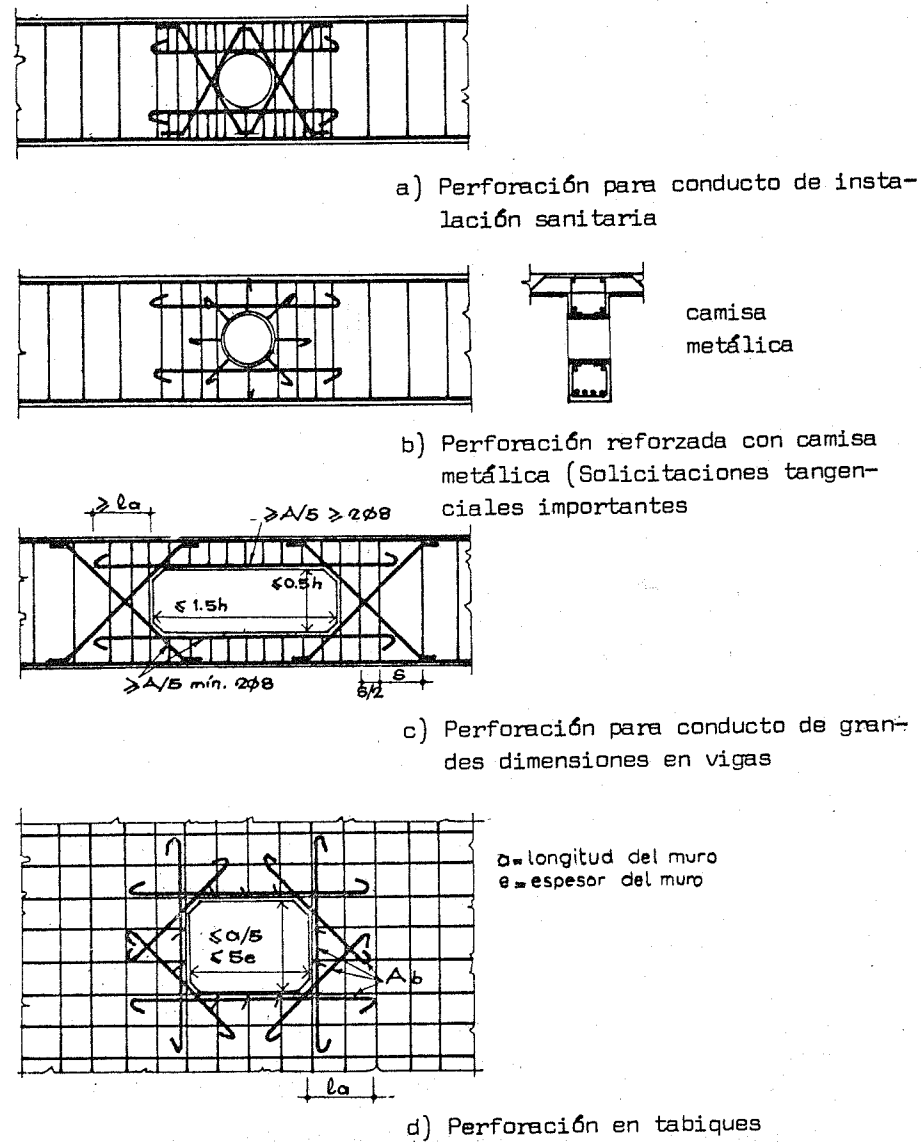


Fig. 5.63 Pasos para conductos en hormigón armado

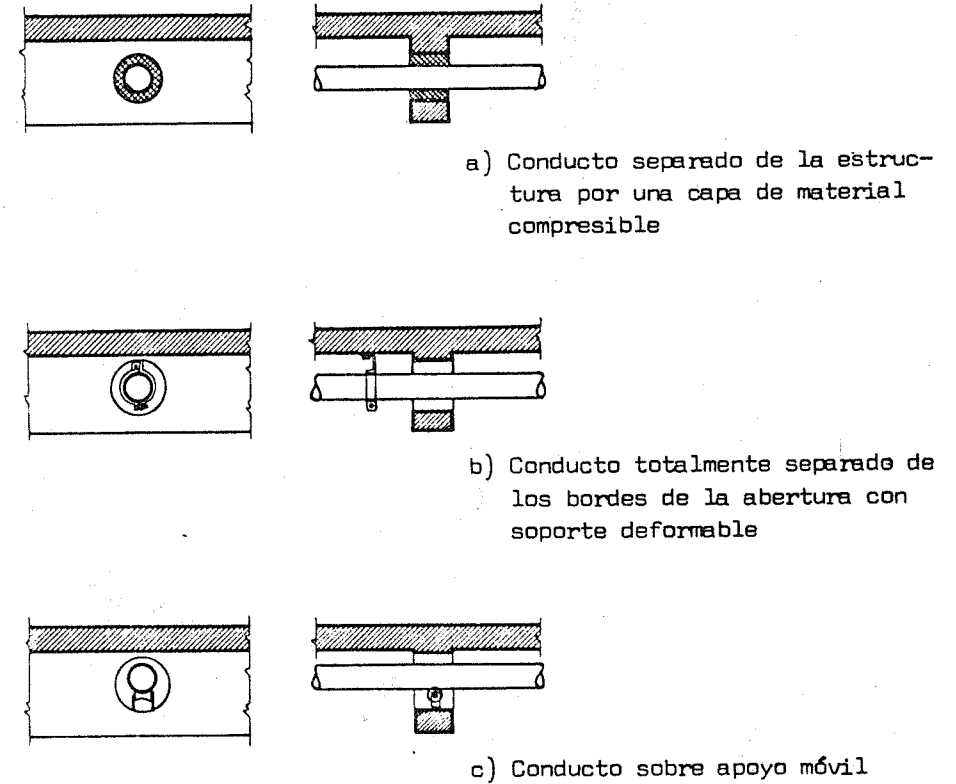


Fig. 5.64 Distintos tipos de fijaciones para los conductos

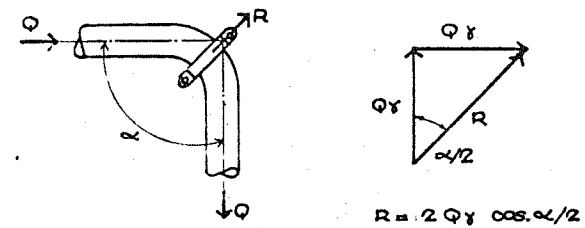


Fig. 5.65 Fuerzas que se originan en los cambios de dirección

no superen 0.5 τ adm. En caso contrario, debería comprobarse la resistencia de los cordones en la zona del agujero para los momentos que se producen como estructura Vierendeel. (62).

Los conductos menores

En construcciones corrientes, todo se resuelve casi siempre empotrando los conductos a la estructura. En nuestra zona, se debe pensar más en los inconvenientes de esta solución y tratar de prever los efectos de un movimiento anormal de la construcción.

Los conductos no deben quedar empotrados en el hormigón, especialmente si son rígidos (hierro fundido, hierro galvanizado, fibrocemento, etc.); sino que deben tener libre movimiento con relación al elemento atravesado.

Sin embargo deben ser fijados a la estructura para sostenerlos. Esas fijaciones tienen que proyectarse y ejecutarse de modo que se logre:

- . Evitar roturas por los movimientos y deformaciones de la estructura.
- . Evitar la propagación de vibraciones de las conducciones a la estructura, (que luego se transmitirían, junto con el ruido, a todo el edificio).
- . Permitir la dilatación de la instalación.
- . Permitir que las futuras reparaciones o modificaciones de la instalación se realicen sin afectar la estructura.

A veces basta con interponer un material compresible entre el caño y los bordes del paso. Otras, pueden ser necesarias soluciones más elaboradas, fig. 5.64. También hay que recordar que en los cambios de dirección de los conductos se originan fuerzas que pueden ser importantes y deben ser soportadas adecuadamente. (63) fig. 5.65.

Todas las observaciones anteriores son particularmente importantes para las conducciones verticales ya que las deformaciones entre losas en caso de movimiento sísmico son grandes.

También es de importancia una solución adecuada de los pasos de desagües a través o junto a cimientos y fundaciones. Si es

posible es mejor evitarlos, ya que el riesgo de roturas (y filtraciones) por asentamientos, aún leves, es grande.

En todo caso se evitará pasar junto a fundaciones importantes o muy solicitadas por cargas sísmicas, jamás debajo, fig. 5.66. Pero no siempre es posible evitar atravesar cimientos. Entonces se debe extremar las precauciones: instalar el conducto dentro de uno de mayor diámetro y utilizar materiales más resistentes o flexibles en las proximidades de esos pasos. Los conductos que atraviesan paredes de sótanos merecen especial cuidado, para prever deformaciones o daños. Puede ser aconsejable colocar una capa filtrante (arena o grava limpia) por el exterior, que permita el drenaje de filtraciones eventuales. El cambio de material de la conducción se hará fuera del sótano y suficientemente alejado de la pared.

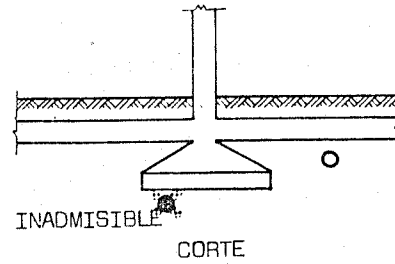
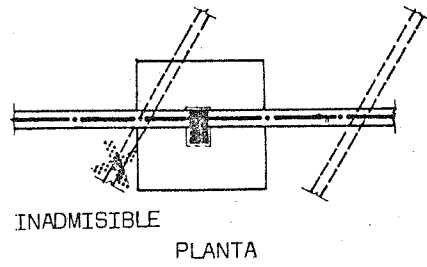
Juntas de movimiento

Uno de los puntos más críticos de las instalaciones en su relación con la construcción es el paso a través de juntas de movimiento. El proyectista de estructuras prevé ciertos movimientos en la junta, pero pocas veces se los toma en cuenta en las instalaciones. Así ocurre que aún para sismos poco intensos, las instalaciones sufren daños en las juntas. (64).

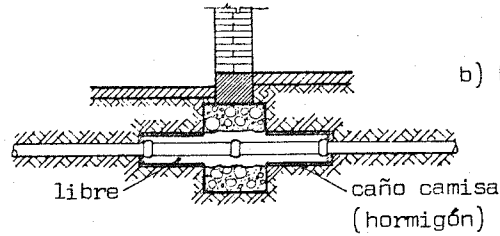
Si la instalación ha de cruzar inevitablemente la junta, debe preferirse hacerlo por lugares donde tenga libertad de movimientos. Siempre se colocarán manguitos o acoplamientos elásticos o bien fijaciones deformables. En algunos casos no es posible intercalar acoplamientos flexibles, como es la instalación eléctrica o de gas, en las que tampoco se admiten sifones, fig. 5.67.

En las tuberías de calefacción, agua caliente o gas, se puede colocar "omegas" o bucles de expansión. Como es obligatorio que la instalación de gas se construya en hierro galvanizado, es necesario construir el bucle con accesorios, fig. 5.68. Los dispositivos indicados admiten total libertad de movimientos en la junta, pero en cada caso debe comprobarse que las deformaciones son compatibles con la disposición y materiales adoptados.

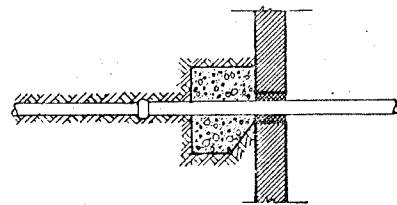
Es aconsejable que la instalación quede fija a uno de los lados de la junta y el mecanismo se desarrolle totalmente al otro lado. Las fijaciones en el otro bloque de construcción se ubicarán de modo que no afecten los desplazamientos. También es conve-



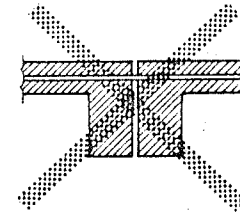
a) Paso de instalaciones junto a bases



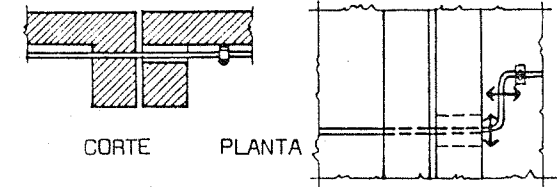
b) Diseño correcto del cruce de desagües a través de cimientos



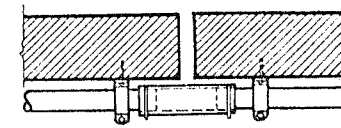
c) Paso a través de la pared de un sótano
 1. drenaje con pendiente
 2. junta de estanqueidad compresible



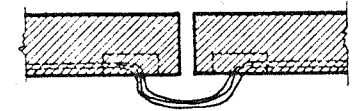
a) Mala solución



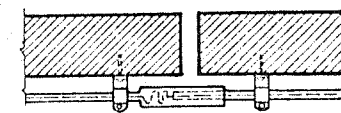
b) Instalación empotrada en un borde y libre en el otro



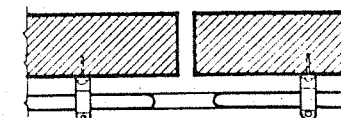
agua y desagües
 c) Conexión flexible



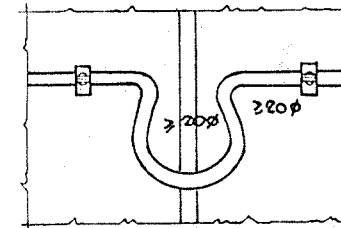
instalación eléctrica



instalación eléctrica
 d) Conexión deslizante



agua vapor calefacción



gas

e) "Omegas" (Bucles de expansión)

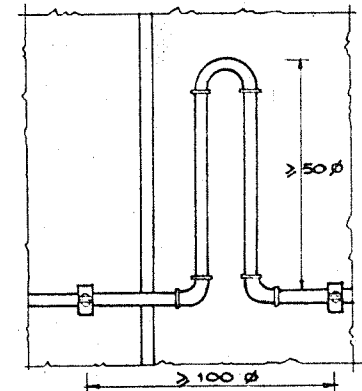


Fig. 5.66 Relación entre las instalaciones y los cimientos o bases

Fig. 5.67 Cruce de las instalaciones a través de juntas de movimiento

niente que todas las instalaciones en las juntas sean accesibles y fácilmente inspeccionables, ya que se puede producir, pese a todo, desperfectos o filtraciones.

NOTAS

- (1) En nuestro país no existe, lamentablemente, un cuerpo normativo completo, por eso nos referimos a las existentes o bien a normas extranjeras reconocidas y aplicadas usualmente entre nosotros (DIN).
- (2) Consultar DIN 1053
- (3) En Europa y Norteamérica se han desarrollado bloques que encastran dando traba en todo el plano.
- (4) Estas no son más que las viejas "reglas del arte" de la mampostería, hoy bastante descuidadas.
- (5) Estos muros pueden ser convenientes o necesarios en zonas frías (a), (b) y (c); en climas cálidos secos (a); o con problemas de aislación acústica. La mayor atención que ahora se presta a estos requerimientos tiende a hacer más frecuente su uso entre nosotros; por otra parte, ciertos sistemas pasivos de aprovechamiento de energía solar exigen muros dobles. La DIN 1053 exige como mínimo, 5 anclajes por m², de alambre ϕ 5.
- (6) Art. 7.3.3.3. del CCA.
- (7) El encadenado vertical se resuelve de modo semejante al indicado en las fig. 4.1.(b) y 4.5. para columnas.
- (8) Eventualmente por soldadura de barras, nunca por las ataduras de alambre.
- (9) Cap. 7.3.1. El caso es análogo al de hormigón armado, donde también se exigen cuantías mínimas. La DIN 1053 tiene criterios para el cálculo de mampostería armada.
- (10) En otros países se fabrican armaduras para mampostería, con dos barras y un zig zag soldado.
- (11) Que pueden ser cerámicos o de hormigón.
- (12) Este tipo de muros ha sido utilizado en los edificios N° 1, N° 2 y N° 3 de la Universidad de Mendoza. El alma de hormigón es de mínimo espesor, determinado por razones constructivas y se han colocado estribos uniendo ambas hojas de ladrillo cada 0.50 m en horizontal y vertical. El llenado se realizó cada 1.50 m de altura. El muro pudo ser utilizado como portante con la consiguiente economía.
- (13) En la medida que estas posibilidades se investiguen tanto teórica como experimentalmente, se abrirán nuevos caminos para la construcción sismorresistente con mampostería.
- (14) En los capítulos II y III tratamos las relaciones entre rigidez, resistencia y participación en el mecanismo estructural
- (15) Puede ocurrir que convenga levantar algunos muros resistentes para cargas horizontales luego de construir el hormigón armado, aunque es raro. En ese caso no basta con dejar arranques en las columnas y vigas, sino que se debe emplear otras soluciones, fig. 5.12.
- (16) Como puede ocurrir en edificios públicos.
- (17) Estos criterios se desarrollan en mayor profundidad al tratar de juntas de movimiento en estructuras de hormigón armado, de las que son un caso particular.
- (18) Existe una difundida y peligrosa concepción acerca de una supuesta capacidad de este material para soportar cualquier error de proyecto o ejecución; que se describe vagamente como "nobleza del hormigón".
- (19) En muchas zonas áridas el material para agregados es local, cosa que no ocurre con los ladrillos para cuya fabricación se requieren arcilla y combustible.

- (20) Proyecto de reglamento argentino para Estructuras de Hormigón.
- (21) Que sólo se logra reduciendo la compacidad y consecuentemente la resistencia.
- (22) Para hormigones de peso normal: PRAEH; García-Balado: "Método para la Dosificación de Hormigones", DIN 1047.
- (23) H. Schmitt, op. cit.
- (24) Los más conocidos son: granulado volcánico, arena de pómez, cascotes de ladrillos, granulado volcánico expandido, arcilla expandida. Los dos primeros son materiales locales en muchas zonas del Oeste Argentino
- (25) Es posible para un único estado de cargas. Cuando la sollicitación es fuertemente variable, como sucede para acciones sísmicas, la intensidad y dirección de las tracciones cambia notablemente de un estado a otro.
- (26) Derrumbes de puentes como el de Pullalli, Chile, 1970, donde se olvidó diseñar la junta para impedir deslizamientos en sentido transversal.
- (27) Particularmente bajo acción sísmica, como puede ser el caso de un separador perdido en un tabique de medianera.
- (28) Si bien prácticamente todo lo referente a las concentraciones de tensiones sólo se ha analizado en régimen elástico y el hormigón no es rigurosamente elástico, los resultados pueden extrapolarse en lo que respecta al diseño.
- (29) También en este caso es de aplicación el criterio del CCA (4.6.6.) que exige dimensionar las partes de construcción y sus anclajes con esfuerzos mayorados.
- (30) Aplicando la teoría de elasticidad para resolver el estado de tensiones y desarrollándola por diferencias finitas, por ejemplo.
- (31) Hormigón Armado, Jiménez Montoya, cap. 19, Recomendaciones del CEB.
- (32) PRAEH, Cap. III E 6 g.
- (33) PRAEH, Cap. III E 7; y también DIN 1045, HA 61, CCBA 68.
- (34) CCA, Cap. 7.1.2. Esta exigencia tiende a impedir que el corte o las tensiones tangenciales sean determinantes de la seguridad de la pieza, para posibilitar roturas dúctiles.
- (35) Especialmente el ancho. Normas sobre recubrimientos y separaciones entre barras, ver PRAEH, Cap. III E.
- (36) El estado correspondiente debería analizarse aplicando la teoría de la elasticidad para determinar la función de tensión, y resolverse numéricamente (diferencias finitas).
- (37) Estudios sobre Modelos de Tabiques, S. Bernal, Arq., Tesis de graduación.
- (38) Las figuras del capítulo IV muestran otros ejemplos.
- (39) Sobre éstas se volverá al referirnos a las instalaciones.
- (40) Sergio Bernal, op. cit.
- (41) Como expusimos en 3.6. "La construcción como conjunto"
- (42) Sollicitación combinada > 1.40 de la sollicitación estática máxima.
- (43) Bulones ϕ min 10 mm; clavos ϕ min 2.8 mm.
- (44) Esta es otra razón para emplear bulones más pequeños.
- (45) DIN 1052 tabla 6
- (46) Capítulo IV. Ver también DIN 1052, párrafo 22.
- (47) Aún cuando en áreas secas como el oeste argentino su número es más reducido. S. Johnson: "Deterioro, Conservación y Reparación de Estructuras".
- (48) Japaz, E., Matons, L., Reboledo, A.: op. cit.
- (49) Como en otros aspectos, no existe en nuestro país un cuerpo orgánico al respecto, pero las normas alemanas, entre otras, proveen una buena referencia (DIN 1050, DIN 4115 y DIN 1000)

- (50) Esta exigencia implica abandonar el criterio establecido en la DIN 1050 (edificios) y adoptar para las uniones el de la DIN 1073 (puentes). Esta última lo impone por la necesidad de soportar cargas dinámicas.
- (51) Aplicando por extensión el art. 7.1.2. del CCA.
- (52) Zignoli: La Costruzioni Metalliche, T. II., pág. 1403, ed. 1957.
- (53) Directrices provisionales para el cálculo, las disposiciones constructivas y la ejecución de uniones mediante tornillos de alta resistencia. El Acero en la Construcción, (Stahl im Hochbau, pag. 524).
- (54) Directrices provisionales para el uso de la soldadura eléctrica por resistencia, por puntos, en las construcciones de acero. El Acero en la Construcción, (Stahl im Hochbau, pag. 723).
- (55) Nos referimos a la definición del trazado, no a la elección del sistema, que es todavía anterior. Sistemas de acondicionamiento térmico, pág. 71, FAU 72.
- (56) Quienes deberían buscar, no esperar, la consulta con los especialistas en instalaciones.
- (57) Desde la simple estufa, con sus conductos de ventilación hasta los más sofisticados sistemas de acondicionamiento total por aire.
- (58) Los planteos contemporáneos de la "Arquitectura de los Servicios" que tanto se ha comentado en el país en el último período, enfatizan esta idea, llevándola incluso a un neoformalismo.
- (59) Lo cual también es válido para la escalera, etc.
- (60) La economía puede ser muy sensible en estos casos.
- (61) Los anclajes de las armaduras complementarias deben respetar las exigencias relativas a anclajes en general, párrafo 5.2.
- (62) O. Belluzzi, Ciencia de la construcción, T. II, pág. 471, ed. 1967.
- (63) Estas fuerzas son proporcionales al caudal (sección x velocidad) y la densidad del líquido; es decir el gasto (masa por u. de tiempo). Dentro de nuestro tema, se van a plantear en construcciones industriales.
- (64) Durante el sismo de abril de 1967 las instalaciones de algunos edificios en Mendoza sufrieron daños notables.-

CAPITULO VI

ANALISIS ESTRUCTURAL

Entenderemos por análisis estructural el proceso que permite establecer los esfuerzos en las distintas partes de la construcción y dimensionarlas para que los resistan sin deformaciones excesivas y con un grado de seguridad suficiente.

Los procedimientos de análisis son sumamente variados pero pueden agruparse en dos familias que no son contrapuestas sino, por el contrario, complementarias: los procedimientos teóricos y los procedimientos experimentales.

En la actualidad los procedimientos teóricos conducen a la formulación de un modelo matemático representativo del comportamiento estructural, en el que algunos indicadores (1) convenientemente elegidos permiten establecer el grado de seguridad de la estructura.

Este modelo matemático, "el cálculo" de la estructura, será válido como representación de su funcionamiento siempre que se cumplan las hipótesis en que se basan la teoría en general y el caso en particular, y siempre que los indicadores elegidos correspondan realmente al problema en estudio. Su grado de validez será el del cumplimiento de estas condiciones.

Sin embargo, y pese a que la aproximación a problemas físicos reales es siempre dificultosa, particularmente en el campo de las construcciones, es más frecuente el empleo de métodos teóricos. Sólo se emplean los métodos experimentales en el campo de la investigación (para contrastar o producir nuevas teorías) o para comprobar el resultado teórico en casos muy complejos e importantes (2). Y esto ocurre por el elevado costo que suponen generalmente los procedimientos experimentales, tanto en recursos como en tiempo.

Por otra parte, el desarrollo de procedimientos automáticos de cálculo permite considerar hipótesis básicas más próximas a la realidad, por tanto de mayor complejidad, en fracciones del tiempo empleado por procedimientos manuales. (3). Es de esperar que esta

tendencia se acentúe en el futuro.

Podemos concluir que el procedimiento teórico, poderosa herramienta en sí misma y de indudable valor, sólo es una representación del fenómeno estructural. Bien utilizado, o sea utilizado dentro de las limitaciones de sus hipótesis de partida, conducirá a resultados seguros, describiendo eficientemente el funcionamiento de la estructura. En el caso de fenómenos vibratorios en general y de acciones sísmicas en particular, debido a la complejidad de las construcciones, la descripción del fenómeno es especialmente trabajosa. Las hipótesis básicas que conducen al análisis teórico son difíciles de establecer con precisión y las reflexiones hasta aquí expuestas adquieren mayor vigencia.

La redacción de un reglamento permite formular un cuerpo teórico normalizado, contrastado por procedimientos experimentales o teóricos más complejos, suficientemente simple para la aplicación corriente. Ningún reglamento sin embargo, y menos en este campo, sustituye el buen juicio y el sólido conocimiento conceptual del fenómeno en sí y de la herramienta teórica. En este caso, la teoría de las estructuras. En lo que sigue, cuyo fin es explicar los criterios de aplicación y fundamentos teóricos de las normas vigentes en nuestro país (4), así como algunos procedimientos aproximados, vamos a dar por supuesto que los conocimientos básicos de la teoría de estructuras son conocidos y comprendidos a fondo.

Hipótesis básicas

El efecto de acciones dinámicas puede analizarse instante a instante aplicando las leyes de la estática si a las fuerzas actuantes se suman las fuerzas de inercia (5). El planteo de las condiciones de equilibrio conducirá entonces al estudio de las variaciones de las fuerzas en juego, que matemáticamente se expresa en la forma de ecuaciones diferenciales, de cuya integración resultarán las funciones representativas de las fuerzas en relación al tiempo. Cuando se trata de construcciones, el esquema matemático resulta sumamente complejo, por lo que es imprescindible realizar un cierto número de hipótesis simplificativas. Ellas son, usualmente:

- a) El sistema, cuya masa está mas o menos distribuída, se sustituye por un conjunto de masas discretas (6) vinculadas por los elementos estructurales supuestos sin masa.

- b) Los entrepisos tienen suficiente rigidez y resistencia como para impedir los movimientos relativos entre sus puntos (7).
- c) Los elementos resistentes siguen una ley de trabajo (carga-deformación) simple (8).
- d) No hay límite en la deformación que puede admitir cada elemento (no hay rotura física).
- e) Las deformaciones no alteran el estado de cargas original (sistema de primer orden).

En algunos casos se han planteado soluciones para situaciones menos limitadas, pero no es lo más frecuente.

Aún con estas hipótesis, cuyo cumplimiento es aproximado, el planteo es sumamente laborioso y queda fuera del alcance del proyectista corriente. Además, el costo de tal estudio sería sumamente elevado como para generalizarlo a los casos comunes.

Afortunadamente, el análisis puede tipificarse. Es posible representar el estado dinámico por un conjunto de fuerzas aplicadas a las masas del sistema, tales que produzcan las mismas sollicitaciones máximas en todos los puntos. Esta sustitución tiene sentido si el sistema de cargas es establecido a partir del estudio del comportamiento de un vibrador teórico suficientemente representativo de los edificios a los cuales será aplicado. (9).

Tal es el origen del llamado "método estático" de los códigos vigentes en el país, que proveen, a partir de algunos indicadores fáciles de determinar (10), el esfuerzo de corte en la base y su distribución en altura, equivalente al fenómeno sísmico. Su aplicación presupone el cumplimiento de las hipótesis enunciadas.

La hipótesis (d) (ductilidad de la estructura) merece algún comentario adicional. Aceptar deformaciones grandes supone la aparición de daños, primero en los elementos no portantes de cierre y en la propia estructura luego. La aparición de estos daños ocasiona una considerable disipación de energía, que de ese modo no interviene en el movimiento. Ello será tolerable con dos condiciones: que el destino del edificio admita los daños y que la estructura soporte deformaciones importantes sin destruirse físicamente y sin perder su estabilidad. Estas consideraciones explican la clasificación que los códigos hacen en cuanto a destino del edificio y tipo estructural, asignando coeficientes sísmicos más elevados a las cons-

trucciones con menos posibilidades de admitir daños; ya que si no hay disipación elastoplástica, para igual sollicitación externa los esfuerzos serán mayores (11).

Las características enunciadas dependen de la construcción. Existen otras que dependen de la zona, cuya influencia puede desdoblarse.

Por un lado, lo que se llama regionalización sísmica, que estudia la energía sísmica que llega a la superficie, considerando la influencia de las grandes estructuras geológicas, pero no las influencias locales. Por otro lado, lo que se llama microregionalización, que desgraciadamente no ha podido realizarse en nuestras áreas y que consideraría la influencia de la estructura del suelo de fundación en la escala inmediata de la construcción.

La primera provee las características fundamentales del "sismo de proyecto". Las normas establecen en función de ella el "Coeficiente sísmico zonal, Co", que mide la intensidad de proyecto.

Asociado a las características de la región, pero fundamentalmente determinado por las condiciones del subsuelo inmediato, está el espectro de aceleraciones; es decir, la cantidad de energía que para cada período el suelo puede transmitir a la construcción. Dada la carencia de una microregionalización sísmica (cuya elaboración será por otra parte, larga) los reglamentos la ponen en función de la capacidad portante del suelo. Para ello presentan gráficos con la respuesta de vibradores elastoplásticos, idealizada en leyes lineales para mayor sencillez. Es el coeficiente S. fig. 6.1. Sobre la obtención de estas curvas trataremos más adelante.

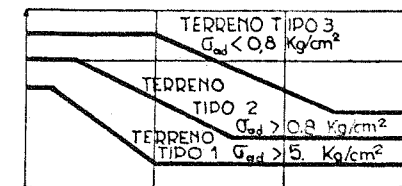


Fig. 6.1 Diagrama del coeficiente de influencia del terreno y del período de la construcción

El método estático

Dado el carácter del presente trabajo, vamos a limitarnos a la consideración del "método estático", dando por supuesto que las hipótesis antes enunciadas son cumplidas. Existen algunas limitaciones adicionales sobre las que volveremos al final de este capítulo.

La acción sísmica será proporcional a la masa total de la construcción en el momento del terremoto. Como es más fácil trabajar con los pesos, se toman éstos (12). Su determinación merece algunos comentarios, pues es en este rubro donde suelen presentarse los errores más gruesos. Siempre se debe realizar un análisis de cargas minucioso y ordenado.

Corresponde establecer primero las cargas permanentes, analizando por separado los planos horizontales y los elementos verticales, tanto estructurales como de cierre. Si bien en ciertos casos las vigas (en su parte saliente de la losa) no representan cargas significativas, es prudente controlarlas siempre. Cuando se utilizan losas cerámicas o aligeradas, es conveniente tomar una reserva para el hormigón que entra en los huecos de los cerámicos, en nervios transversales o placas de vigas T.

En cuanto a las sobrecargas, el código establece un factor de simultaneidad (p) que toma en cuenta la probabilidad de ocurrencia en función de su naturaleza y del destino del edificio. Varía entre 0 y 1. Es conveniente reflexionar, al utilizarlo, sobre las circunstancias que puedan variar las condiciones previstas por el reglamento: por ejemplo en zonas de gran acumulación de nieve, así como en caso de preverse futuras ampliaciones, será imprudente adoptar $p = 0$ para sobrecarga de cubiertas.

Debemos advertir, sin embargo, que es bastante común encontrar análisis de carga optimistas en exceso. Con frecuencia se olvida la contribución de la mampostería, sobre todo si es de ladrillos huecos.

Como índice, podemos calcular (luego y no antes) la carga unitaria media:

$$q_0 = \frac{Q}{S}$$

Q = carga sísmica total

S = superficie total de planos horizontales

que nos servirá de control y para predimensionar futuras obras. En el caso de edificios corrientes con losas de hormigón armado sólo bajará de 800 kg/m² cuando se empleen estructuraciones livianas y pocos muros internos, también livianos; y nunca será menor de 600 kg/m² (13). Si el proyecto no es cuidadoso del ahorro de peso, fácilmente se llegará a 1.000 kg/m². Cuando los valores calculados están lejos de éstos, es aconsejable revisar el análisis de cargas.

Averiguadas las cargas y el esfuerzo de corte en la base, corresponde estudiar la distribución en altura. Se ha probado ya que la distribución más ajustada a la realidad es lineal inversa. Esta distribución da el máximo esfuerzo de corte en cada nivel, o sea la envolvente de corte, que será determinante para el dimensionamiento de los elementos conectores entre los niveles. En lo relativo a flexiones que estén a la escala del edificio, la distribución propuesta dará momentos mayores que los reales. En otras palabras, para sistemas de rigidización como pórticos, las flexiones en las barras provienen del corte entre niveles y la distribución propuesta dará valores adecuados de las mismas, aunque se exagerarán los incrementos sísmicos en las columnas. En elementos como tabiques o triangulaciones, los esfuerzos cortantes (o los esfuerzos en las barras de alma) estarán correctamente determinados, mientras que los esfuerzos de borde serán sobrevalorados en los pisos bajos. Sin embargo, como se acepta una disipación de energía en rango plástico, la distribución expresada tiende a coincidir con la que produce el envolvente de momentos; al punto que, para los períodos que los edificios corrientes tienen, con absoluta seguridad la diferencia es inferior al 2 % (14).

6.1. - DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS

Los distintos elementos sufrirán deformaciones condicionadas por los vínculos externos y por las conexiones existentes entre ellos. De estos condicionamientos resultará la distribución de los esfuerzos. Particularizando sobre fuerzas horizontales, en cada plano de aplicación de cargas, donde ocurre además la conexión, se producirá un reparto de fuerzas entre los distintos dispositivos estructurales.

Antes de proseguir, es conveniente recordar que por costumbre fundada en la mayor sencillez de operación para los procedimientos manuales, separamos en el análisis los distintos planos estructurales (15) en vez de considerar en forma directa el esfuerzo que soporta cada parte constituyente de la estructura. Dicho proceder es lógico en la inmensa mayoría de las estructuras corrientes, pero no en el caso de las llamadas "espaciales". En otras palabras, para determinar los esfuerzos en cada pieza, distribuimos la sollicitación en los "pórticos" o "tabiques" o "triangulaciones", etc., que componen el conjunto. Procediendo de este modo, habrá que tomar en cuenta que algunas piezas -especialmente en estructuras de barras- forman parte de más de un plano resistente, y son sollicitadas cuando cualquiera de ellos lo es, incluso simultáneamente, correspondiendo en tal caso estudiar esa simultaneidad.

Planteadas así las cosas, la distribución de los esfuerzos horizontales es nada más y nada menos que la solución de un sistema, generalmente hiperestático (16), cuya mayor o menor complejidad depende del número de elementos concurrentes y de las condiciones de vinculación relativa. Para resolverlo desde el punto de vista analítico, dispondremos de dos grupos de condiciones (17): las de equilibrio y las de congruencia de los desplazamientos. Estas últimas pueden plantearse dentro del rango elástico lineal o bien fuera de él, aunque las normas exigen que se las plantee en forma elástica (18) por razones que luego analizaremos.

Análisis formal

Debemos notar que el problema es "plano" ya que se trata de distribuir una fuerza (la equivalente de la acción sísmica) entre varias direcciones (las de los planos resistentes) todas ellas coplanares con la fuerza, fig. 6.2. Cuando puede aceptarse que el plano de conexión impide los movimientos relativos entre los extremos de los elementos resistentes, el problema se simplifica enormemente; pues cualquiera sea el número de piezas concurrentes, el sistema queda determinado si se establece la posición deformada del plano horizontal. Esta puede definirse por las componentes de traslación de un punto dado, paralelas a ambos ejes de referencia, y la rotación alrededor de ese punto (u, v, θ), fig. 6.3.

Función de aquellos valores es el corrimiento de cualquier punto del plano, entre otros, las trazas en él de los ejes de los elementos estructurales y, si es conocida la ley de formación-es-

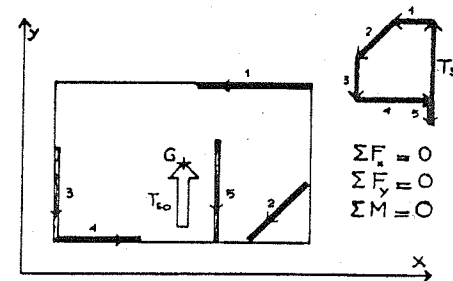


Fig. 6.2 Equilibrio de fuerzas en la losa

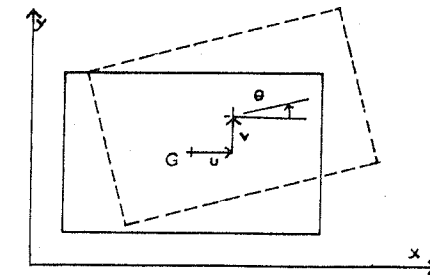


Fig. 6.3 Posición deformada de la estructura

fuerzo de cada uno de éstos, es entonces posible determinar la sollicitación.

En consecuencia, si la resolución del sistema hiperestático se encara por el método de las deformaciones, habrá tres incógnitas por piso (19); y como para cada losa se puede establecer tres ecuaciones de equilibrio, el sistema queda determinado. Las ecuaciones son simultáneas, no independientes, porque las deformaciones en cada piso dependen de las de los otros. En estas condiciones la solución se vuelve engorrosa y, a pocos niveles que tenga el edificio, inabordable por procedimientos manuales. (20).

Obviamente en edificios de un solo piso el problema es sencillo. Para varios, la simplificación corriente es ignorar la conexión existente en todos los planos horizontales, salvo aquél en que se estudia la distribución. Se forman entonces sistemas de tres ecuaciones por piso independientemente entre sí. El error introducido es tolerable si el tipo de deformación de los elementos verticales es parecido, y puede aceptarse hasta 5 pisos. Para edificios más altos o elementos muy diferentes (como tabiques y pórticos) se vuelve inadmisibles. En general se sobrevalorará notablemente el esfuerzo absorbido por los tabiques en comparación con los pórticos (21). Dentro del marco de este trabajo el tema no tiene mucha importancia práctica, sobre todo porque otras influencias que analizaremos luego son de mayor repercusión; queda sin embargo señalado. Aceptaremos la distribución independiente por niveles, pero estudiaremos la deformabilidad de cada elemento, cualquiera sea el nivel con su altura total hasta la fundación.

Rigidez

Como en todo sistema hiperestático, cada elemento absorberá los esfuerzos en proporción a su rigidez. Conviene detenerse en este concepto, que es el más difícil de comprender, así como es el valor más difícil de determinar.

Groseramente expresado, la rigidez es la capacidad de resistir (u oponerse) a la deformación. Es importante notar que cada elemento, plano estructural, o aún la estructura completa, poseerán una determinada rigidez según la deformación que se pretende inducir; y estas rigideces excepcionalmente serán iguales para deformaciones distintas. Formalmente definida, la rigidez de un elemento para una determinada deformación es la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección y sentido de la deformación considerada.

Para el caso de la acción sísmica a distribuir, la deformación será el desplazamiento relativo entre el plano de distribución y el plano de fundación. En general, un movimiento horizontal entre los extremos de los elementos de conexión. Es entonces a esa rigidez que nos referimos. Por otra parte, según sea la dirección del desplazamiento, será distinta la rigidez correspondiente del elemento o de la estructura completa. Se podrá encontrar dos direcciones en las que alcanza el valor mínimo y máximo, perpendiculares entre sí. (22) Para muchos elementos el valor mínimo es despreciable frente al máximo; y en consecuencia puede considerarse "plano resistente". Desde el punto de vista del análisis, es conveniente sustituir cada elemento no plano por dos, en sus direcciones principales y con los respectivos valores de rigidez máxima y mínima.

Centro de rigidez

Nuestro interés fundamental es exponer el contenido y el sentido físico del problema, antes que entrar en su planteamiento matemático formal. Por eso vamos a evitar en lo posible los desarrollos y demostraciones analíticas que, por otra parte, pueden consultarse en la bibliografía (23).

Si provocamos una traslación δ' fig. 6.4., a la losa en una dirección cualquiera, aparecerá una reacción R' , cuya dirección no será en general coincidente con δ' . Si provocamos una nueva traslación en otra dirección, δ'' , aparecerá otra reacción, R'' ,

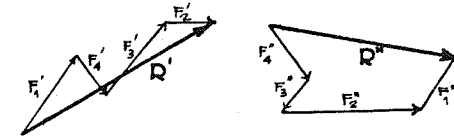
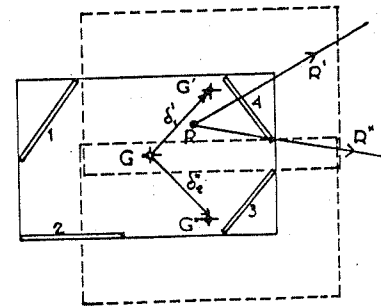


Fig. 6.4 Reacciones en la losa por traslaciones en direcciones cualesquiera.

R' y R'' son las resultantes de las fuerzas que aparecen en los elementos, como consecuencia de sus respectivos desplazamientos en cada caso; o sea la suma vectorial de las mismas. Sus rectas de acción se cortan en un punto. Puede probarse que mientras se mantenga el estado elástico lineal (ley de Hooke) dicho punto es único. Es el llamado "centro de Rigidez". Puede probarse también, aunque es fácil intuirlo, que dicho punto coincide con el centro de rotación de la losa cuando aplicamos a ella un par o cupla. Por eso a veces se lo llama centro de torsión. Inversamente, si una fuerza exterior estuviese aplicada en el centro de rigidez, sólo provocaría traslaciones a la planta. Si la dirección de la fuerza, además, coincide con una de las direcciones principales, la traslación resultante tiene también esa dirección. (24).

Si bien las ecuaciones que permiten resolver la distribución de las fuerzas pueden plantearse en cualquier punto del espacio, tal como ocurre con cualquier hiperestático existe un punto, el centro elástico, que simplifica su resolución, pues las vuelve independientes. El centro elástico en este caso coincide con el centro de rigidez. Si las ecuaciones de equilibrio se refieren a las direcciones principales y al centro de rigidez, son independientes y su resolución es directa. O, lo que es igual, la distribución de fuerzas para traslaciones en las direcciones principales y giros alrededor del centro de rigidez, resultan independientes entre sí. El giro, llamado también torsión de la planta, merece comentario aparte y sobre él volveremos más adelante.

6. 2. - ELEMENTOS ORTOGONALES

Quando todos los elementos tienen sus direcciones principales paralelas a un par de ejes ortogonales (como es muy frecuente) se simplifica aún más la resolución de este hiperestático, pues las direcciones principales son conocidas de antemano: las de los elementos y el centro de rigidez, que coincide con la intersección de las rectas de acción de las resultantes de las rigideces en cada una de las dos direcciones (25), es de muy fácil determinación.

En efecto, de la fig. 6.5, tomando ejes coordenados paralelos a las direcciones principales, con un origen cualquiera, resulta:

$$R_x = \sum_i R_{xi}$$

$$R_y = \sum_j R_{yj}$$

$$x_r = \frac{\sum_i R_{yi} \cdot x_i}{\sum_j R_{yj}}$$

$$y_r = \frac{\sum_i R_{xi} \cdot y_i}{\sum_k R_{ki}}$$

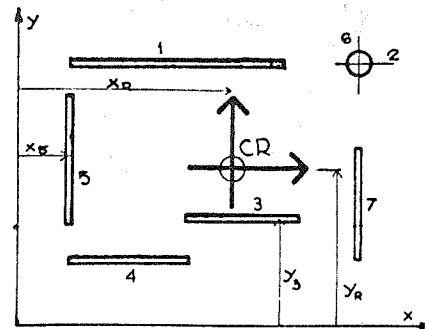


Fig. 6.5 Determinación del Centro de Rigidez

En estas expresiones el subíndice i identifica a los elementos paralelos al eje x ; j a los paralelos a y .

Las resultantes de las rigideces son las fuerzas totales para desplazamientos unitarios de la losa según las direcciones principales respectivas. O sea que son las rigideces totales según esas direcciones. Aplicado un esfuerzo horizontal cualquiera en el centro de rigidez, es posible descomponerlo en las direcciones principales. Cada componente producirá desplazamientos sólo en su propia dirección; y por consiguiente, sólo serán solicitados los elementos paralelos a esa dirección. De donde:

La losa y todos los dispositivos estructurales sufren un des

plazamiento:

$$\delta = \frac{T}{\sum_i R_i}$$

La suma se extiende a los K elementos de la dirección en estudio.

Cada uno de ellos soporta un corte:

$$T_i = R_i \cdot \delta = \frac{R_i}{\sum R_i} \cdot T = k_{ci} \cdot T$$

k_{ci} es el llamado factor de distribución del corte para la dirección dada.

En la expresión sólo intervienen los elementos paralelos a la dirección de la fuerza, ya que los otros no reaccionan por efecto de este desplazamiento.

6. 3. - TORSION

Toda fuerza exterior que no pase por el centro de rigidez puede ser trasladada a éste introduciendo un par: el par torsor de la planta, fig. 6.6. Si e es la excentricidad de la planta para la dirección en estudio, es decir, la distancia entre el punto de aplicación de la fuerza (en nuestro caso, el centro de gravedad de la planta) y la recta de la dirección considerada pasante por el centro de rigidez, se tiene:

$$M_t = T \cdot e$$

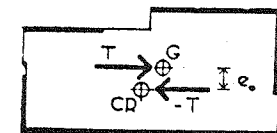


Fig. 6.6 Torsión

Este valor resulta de un planteo puramente estático. La naturaleza del fenómeno es dinámica, sin embargo; y en realidad, cuando CR y G no coinciden se presentan vibraciones torsionales. Como su cede en un péndulo físico, donde la distancia entre el centro de gravedad y el punto de suspensión es menor que la longitud del péndulo ideal equivalente (26), para interpretar los efectos de la vibración torsional en términos estáticos es necesario considerar la excentricidad dinámica:

$$e_d = e_0 \cdot C$$

C es un factor de amplificación que depende del período de la vibración de torsión o sea, de e_0 , de la masa y de la rigidez a torsión. (27). El código acepta un valor medio constante:

$$e_d = 1,5 e_0$$

Por otra parte, el valor e_0 se determina a partir de los datos teóricos de proyecto (rigideces, distribución de masas, posición de elementos, etc.) y los mismos pueden sufrir variaciones considerables por errores de construcción. El valor de la rigidez es especialmente sensible a variaciones de dimensiones, calidad de materiales (incluido el terreno) o condiciones de ejecución. Asimismo, las sobrecargas pueden estar asimétricamente distribuidas en torno de G y el terreno mismo tiene vibraciones torsionales. Todos estos efectos determinan un incremento de la torsión, proporcional a la dimensión del edificio perpendicular a la dirección en estudio; que se expresa en la llamada excentricidad accidental:

$$e_a = \pm 0,1l$$

De todo lo anterior, resulta la expresión del Código (Art. 4.6.5.)

$$M_t = (1,5e_0 \pm 0,1l) \cdot T$$

Agreguemos que, como es lógico por su naturaleza, la excentricidad accidental se tomará en el sentido más desfavorable para cada elemento. De allí el doble signo en la expresión anterior.

Distribución de la torsión

El par M_t aplicado a la planta produce sólo la rotación θ alrededor del centro de rigidez, por ahora desconocida. Para un ele-

mento de rigidez R_i a una distancia d_i de CR, se tiene, fig. 6.7,

El desplazamiento

$$\delta_i = d_i \times \theta$$

La fuerza

$$F_i = R_i \times \delta_i = R_i \times d_i \times \theta$$

Y el momento respecto a CR:

$$M_i = \theta \times R_i \times d_i^2$$

El momento total se tiene sumando la contribución de todos los elementos resistentes de la planta y debe ser igual y opuesto al par actuante (M_t)

$$M_t = \theta \sum_{i=1}^n R_i \cdot d_i^2$$

de donde podemos establecer la rotación para un par aplicando cualquiera:

$$\theta = \frac{M_t}{\sum R_i \cdot d_i^2}$$

Evidentemente el denominador es la rigidez torsional de la planta y crece más rápidamente con la distancia al centro de rigidez que con la rigidez del elemento. Cuanto mayor sea, menores resultan los esfuerzos por torsión. (28). Conocida la rotación, todas las magnitudes restantes pueden determinarse. En particular el esfuerzo originado en cada elemento por efecto del par torsor:

$$F_i = M_t \cdot \frac{R_i \cdot d_i}{\sum R_i \cdot d_i^2} = k_{ti} \cdot M_t$$

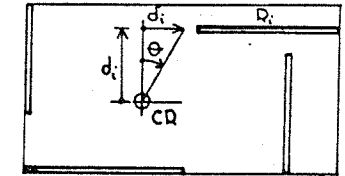


Fig. 6.7 Deformaciones por torsión

El factor

$$K_{ti} = \frac{R_i \cdot d_i}{\sum R_i \cdot d_i^2}$$

dependiente sólo de la estructura y no de las cargas, es el coeficiente de influencia del esfuerzo en el elemento i debido a un par de torsión aplicado a la planta.

Es importante notar que el factor de distribución de corte es asimismo el coeficiente de influencia del esfuerzo en el elemento i para un esfuerzo de corte en su dirección aplicado a la losa. Ello ocurre porque se trata de magnitudes de la misma naturaleza y de igual dirección. No sucederá lo mismo cuando los elementos de rigidez tengan direcciones cualesquiera, debiendo entonces hablarse sólo del coeficiente de influencia, como veremos más adelante. (29).

6. 4. - SUPERPOSICION DE EFECTOS

Hemos presentado los efectos producidos por las traslaciones según las direcciones principales y por las rotaciones de la losa. Corresponde ahora estudiar el comportamiento de la estructura para un estado de sollicitación complejo. Y como por hipótesis la distribución de esfuerzos se realiza en régimen elástico, es válido el principio de superposición.

Supuesta la acción estática equivalente al terremoto de proyecto (T_{so}) actuando en una dirección cualquiera, en el centro de gravedad de la construcción, puede ser reemplazada por el sistema equivalente de sus tres componentes según los ejes principales que pasan por el centro de rigidez, fig. 6.8.

$$T_I = T_{so} \cdot \cos \alpha$$

$$T_{II} = T_{so} \cdot \sin \alpha$$

$$M_t = T_{so} (1,5 e_0 \pm 0,1 l)$$

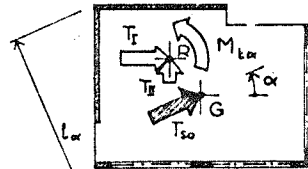


Fig. 6.8

Puede probarse que el esfuerzo máximo en cada elemento ocurre para una dirección que en general no coincide con las principales; y

que además es distinta para cada uno. (31). Sin embargo la diferencia es poco notable mientras el ángulo sea inferior a 20° . Eso ocurre en la mayoría de las construcciones, afortunadamente; y justifica el criterio de todos los reglamentos que piden el análisis independiente en las direcciones principales. De ese modo se simplifica el estudio, sin que los errores superen aquellos que derivan de las propias hipótesis básicas y de la misma naturaleza aleatoria del fenómeno. Pero no podemos ignorar esa diferencia en ciertas condiciones particulares de estructuración, cuando para algunos elementos la dirección más desfavorable forma ángulos grandes con los ejes principales. (32). Aún así no es preciso analizar cada uno por separado, pues si calculamos el esfuerzo para la acción sísmica actuando en direcciones a 45° con los ejes y tomamos el mayor valor del conjunto, se cubre todas las direcciones posibles con error menor del 10%.

Así es que generalmente basta con analizar la construcción para la acción sísmica orientada en las direcciones principales (33).

Para cada elemento resultan cuatro combinaciones de las que debe adoptarse el mayor valor absoluto. Ocurre que alguno puede descargarse por efecto de la torsión en todas ellas, cualquiera sea el signo con que se tome la excentricidad accidental (34); corresponde tomar como mínimo el valor por corte directo. Por consiguiente, para cada elemento, se tomará el mayor, en valor absoluto, de los cinco valores siguientes:

$$T'_{i1} = k_{ci} \cdot T_{so} + k_{ti} \cdot M_{t+mx}$$

$$T''_{i1} = k_{ci} \cdot T_{so} + k_{ti} \cdot M_{t+min}$$

$$T'_{i2} = k_{ti} \cdot M_{t2mx}$$

$$T''_{i2} = k_{ti} \cdot M_{t2min}$$

$$T_{oi1} = k_{ci} \cdot T_{so}$$

Con ello se ha determinado el corte estático horizontal equivalente que, superpuesto a las otras acciones, permite establecer las sollicitaciones en los distintos planos estructurales y posteriormente dimensionarlos.

6. 5. - ELEMENTOS NO ORTOGONALES

En el caso más general, aunque menos frecuente quizás, de elementos no ortogonales, las ecuaciones planteadas se complican (35). Las direcciones principales no son conocidas de antemano y no coinciden, en general, con las de los planos resistentes. Deben entonces determinarse como primer paso del proceso.

Dado un elemento de rigidez R_i , se tiene, fig. 6.9, para un desplazamiento unitario en la dirección β , que forma un ángulo α_i con R_i ; y β con el eje x:

$$\delta_i = \delta_\beta \cdot \cos \alpha'_i = \cos \alpha'_i$$

la fuerza producida en i; en la dirección de i:

$$F_i = R_i \cdot \delta_i = R_i \cdot \cos \alpha'_i$$

y finalmente la fuerza se proyecta según β y la perpendicular con los valores:

$$F_{i\beta} = R_i \cdot \cos^2 \alpha_i$$

$$F_{i\beta}^* = R_i \cdot \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i$$

La rigidez de la planta seguirá siendo la suma de las fuerzas que aparecen en los elementos, pero como no tienen todos igual dirección, se trata de una suma vectorial; entonces el módulo se expresa:

$$|R_r| = \sqrt{(\sum R_i \cdot \cos^2 \alpha_i)^2 + (R_i \sin \alpha_i \cdot \cos \alpha_i)^2}$$

y su dirección forma un ángulo γ con la dirección del desplazamiento:

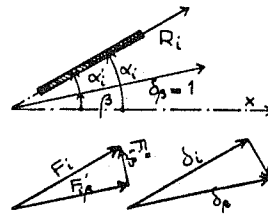


Fig. 6.9

$$\gamma = \arctg \frac{\sum R_i \cdot \sin \alpha'_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum R_i \cdot \cos^2 \alpha_i}$$

Para la dirección principal,

$$\gamma = 0$$

o sea:

$$\sum R_i \cdot \sin \alpha'_i \cdot \cos \alpha_i = 0$$

Ahora bien, el ángulo α'_i puede expresarse

$$\alpha'_i = \alpha_i - \beta$$

Sustituyendo en la expresión anterior y operando trigonómicamente se llega a:

$$\beta = \frac{1}{2} \arctg \frac{\sum R_i \cdot \sin 2\alpha_i}{\sum R_i \cdot \cos 2\alpha_i}$$

Esta ecuación da dos valores de β que resultan ser las dos direcciones principales ortogonales. Por otra parte, la rigidez de la planta, para las direcciones principales, resulta:

$$R_{rI} = \sum R_i \cdot \cos^2(\alpha_i - \beta)$$

$$R_{rII} = \sum R_i \cdot \sin^2(\alpha_i - \beta)$$

tomando para β el valor del primer cuadrante.

Es importante notar que ahora, en general, todos los elementos participan para desplazamientos en cualquier dirección.

Centro de rigidez

El siguiente paso es hallar el centro de rigidez. Basta con determinar la intersección de las rectas de acción de las rigideces totales (36), gráfica o analíticamente:

Para un desplazamiento unitario de la losa en la dirección principal I, en cada elemento aparece una fuerza:

$$F_i^I = R_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta)$$

y para un desplazamiento en la dirección principal II:

$$F_i^{II} = R_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta)$$

Tomando momentos respecto del origen de coordenadas, fig. 6.10:

$$R_{II} \cdot d_I = \sum F_i^I \cdot d_i$$

$$d_I = \frac{\sum F_i^I \cdot d_i}{R_{II}}$$

análogamente

$$d_{II} = \frac{\sum F_i^{II} \cdot d_i}{R_{II}}$$

Conocidos d_I y d_{II} se puede determinar las coordenadas de CR:

$$X_R = -d_I \cdot \sin \beta + d_{II} \cdot \cos \beta$$

$$Y_R = d_I \cdot \cos \beta + d_{II} \cdot \sin \beta$$

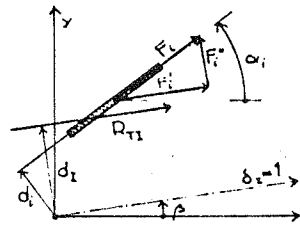


Fig. Determinación del Centro de Rigidez

Ahora es fácil calcular la rigidez torsional de la planta aplicando un giro unitario en torno de CR: fig. 6.13, en cuyo caso, para el elemento i, se tiene:

$$\delta_i = \theta \cdot d_{iR} = d_{iR}$$

$$F_i = R_i \cdot d_{iR}$$

$$M_i = R_i \cdot d_{iR}^2$$

$$M_T = \sum R_i \cdot d_{iR}^2$$

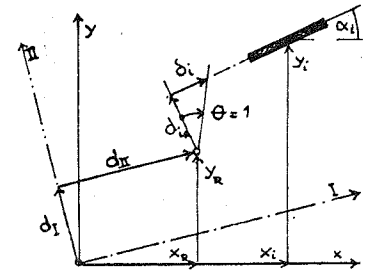


Fig. 6.11 Rigidez torsional

Que es la misma expresión anterior.

Así estamos en condiciones de determinar los coeficientes de influencia por corte y por torsión:

Para cada dirección principal el desplazamiento vale:

$$\delta_I = \frac{T_{so}}{\sum R_i \cdot \cos^2(\alpha_i - \beta_i)}$$

$$\delta_{II} = \frac{T_{so}}{\sum R_i \cdot \sin^2(\alpha_i - \beta_i)}$$

y la fuerza en cada elemento:

$$F_i^I = \delta_I \cdot R_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta_i)$$

$$F_i^{II} = \delta_{II} \cdot R_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta_i)$$

de donde:

$$k_{cII} = \frac{R_i \cdot \cos(\alpha_i - \beta)}{\sum R_i \cdot \cos^2(\alpha_i - \beta)}$$

$$k_{ciII} = \frac{R_i \cdot \sin(\alpha_i - \beta)}{\sum R_i \cdot \sin^2(\alpha_i - \beta)}$$

y por torsión:

$$k_{ti} = \frac{R_i \cdot d_{ia}}{\sum R_i \cdot d_{ia}^2}$$

Queda por calcular la torsión para cada una de las direcciones principales: fig. 6.14. Las excentricidades estáticas referidas a los ejes principales son e_{oI} y e_{oII} . A cada una de ellas habrá que incrementarlas por la acción dinámica y la excentricidad accidental:

$$e_I = 1,5 \cdot e_{oI} \pm 0,1 l_I$$

$$e_{II} = 1,5 \cdot e_{oII} \pm 0,1 l_{II}$$

$$M_{tI\max} = T_{so} \cdot e_{I\max}$$

$$M_{tI\min} = T_{so} \cdot e_{I\min}$$

$$M_{tII\max} = T_{so} \cdot e_{II\max}$$

$$M_{tII\min} = T_{so} \cdot e_{II\min}$$

El resto del análisis prosigue como para el caso de elementos ortogonales y en definitiva se tiene, para cada elemento, 6 valores:

$$T'_{iI} = k_{ciI} \cdot T_{so} + k_{ti} \cdot M_{tI\max}$$

$$T''_{iI} = k_{ciI} \cdot T_{so} + k_{ti} \cdot M_{tI\min}$$

$$T'_{iII} = k_{ciII} \cdot T_{so} + k_{ti} \cdot M_{tII\max}$$

$$T''_{iII} = k_{ciII} \cdot T_{so} + k_{ti} \cdot M_{tII\min}$$

$$T_{oI} = k_{ciI} \cdot T_{so}$$

$$T_{oII} = k_{ciII} \cdot T_{so}$$

De todos ellos corresponde adoptar el mayor para el dimensionamiento.

6. 6. - DETERMINACION DE LAS RIGIDECES

Conceptualmente no existen dificultades para definir la rigidez de cada uno de los planos que componen nuestra estructura. Las dificultades de orden práctico, sin embargo, pueden ser considerables. En efecto, además de las derivadas del comportamiento del elemento estructural, están las que provienen del comportamiento de sus vínculos. Rara vez puede aceptarse que éstos sean indesplazables, afectando entonces la deformación del terreno a los desplazamientos de la estructura.

Teniendo en cuenta que la distribución se hace en régimen elástico y aceptamos la vigencia de la ley de Hooke, la teoría de la elasticidad provee solución para la deformación debida a una fuerza unitaria en todos los casos de elementos estructurales simples; si bien esa solución puede implicar un número considerable de operaciones numéricas y, eventualmente, un respetable volumen de trabajo físico.

Los inconvenientes teóricos se plantean más bien en términos de relacionar entre sí las propiedades de los distintos materiales. Asimismo es cuestionable suponer que algunos de ellos (mampostería y terreno de fundación) sigan, por algún intervalo siquiera, la ley de Hooke.

Se agrega a ello un conocimiento experimental insuficiente del comportamiento de elementos estructurales en condiciones reales de sustentación, para completar un cuadro de incertidumbre en cualquier determinación de rigideces (37). Estas objeciones llevan a

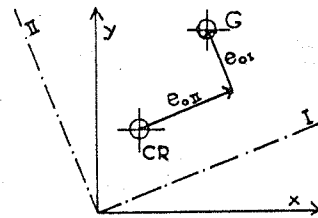


Fig. 6.12 Excentricidades

replantear el problema desde el punto de vista de su validez, sin dejar de lado el aspecto práctico imprescindible: un método de cálculo es sólo eso y por tanto válido sólo si provee resultados suficientemente aproximados al comportamiento de la estructura, o sea, si podemos acotar los errores cometidos.

Algunos intentos se han realizado para extender al campo de la dinámica estructural el análisis plástico, o sea, la distribución de esfuerzos en régimen anelástico (38), que, como es sabido, ha alcanzado gran difusión en otros campos de la mecánica estructural. Sin embargo el tema resulta extremadamente difícil por la necesidad de predecir con certeza la evolución del mecanismo de rotura. Y desde ya, inaplicable al caso de los edificios bajos. Por eso el criterio actual, sustentado por el Código como más seguro para los casos generales, es que la distribución de esfuerzos se realice en régimen elástico y el dimensionamiento de secciones pueda hacerse en rotura. En cualquier caso, si se mantiene constante la relación rigidez-resistencia para toda la construcción, -como lo piden los reglamentos- el mecanismo de rotura coincide con el predicho por la teoría elástica. En caso contrario, puede verse disminuir la ductilidad efectiva de la estructura por la excesiva acumulación de deformaciones anelásticas en algunos de sus puntos.

Por lo que hace al comportamiento no lineal de la mayoría de los materiales de construcción, aceptando que -como es experimentalmente aproximado- todos ellos tienen un comportamiento elástico por debajo de un cierto valor de los esfuerzos (39), puede adoptarse en primera aproximación el valor del módulo de elasticidad secante, E_s (40).

Este supuesto implica asignar una rigidez menor que la real a los elementos afectados por este tipo de comportamiento para cargas inferiores al límite de proporcionalidad; pero mientras sean dimensionados de modo que ese límite no se sobrepase, el error es generalmente tolerable y está del lado de la seguridad. Si todos los elementos están en las mismas condiciones, la distribución es independiente del valor del módulo adoptado. En caso contrario, cada elemento tenderá a resistir mayor carga, pues su rigidez será mayor que la supuesta, pero al hacerlo disminuirá su rigidez y también la carga, hasta llegar a una situación de equilibrio intermedia. Para la mayor parte de los casos no tiene esto importancia, pero es preciso estudiar más detenidamente -haciendo distribuciones con dos valores distintos del módulo de elasticidad, por ejemplo- aquellos casos en que una rigidez distinta de la supuesta altera notablemente la posición del centro de rigidez y la inercia torsional del edificio. Por eso es aconsejable, no sólo una distribución de rigideces tal que el centro de

rigidez y el de masa coincidan, sino que los elementos tengan además simetría de comportamiento.

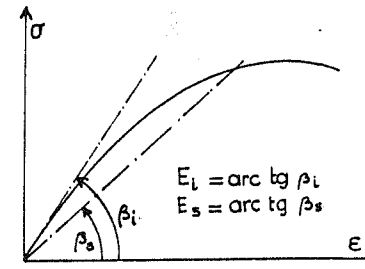


Fig. 6.13 Característica de un material no lineal

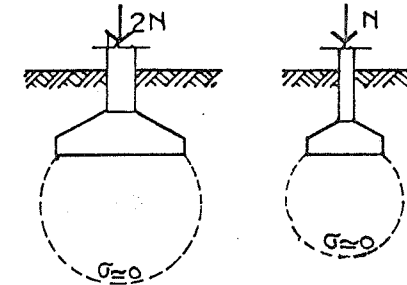


Fig. 6.14 Variación del volumen de suelo afectado por las cargas

El suelo de fundación aporta su cuota de indeterminación al problema. La relación entre la carga o presión actuante y la deformación en la superficie de contacto de la base, que es la que interesa, no depende sólo de la calidad del suelo, sino también de la intensidad de la carga, ya que el tamaño de la masa afectada por esfuerzos significativos cambia, fig. 6.14. No puede hablarse de comportamiento lineal en ese caso en el que la estructura (cantidad de material) varía con la carga (41). Por otra parte, prácticamente toda la experimentación sobre el tema y el desarrollo de la mecánica de suelos se refieren al caso de cargas estáticas o cuasi-estáticas. Toda extrapolación a nuestro caso ha de ser muy grosera, pero mayores son los errores si no se toma en cuenta la deformación del suelo. Una manera de hacerlo es utilizar el llamado módulo edométrico (42), que equivale a suponer que la masa de suelo interesada por esfuerzos significativos no varía durante la aplicación de las cargas, o que esa variación no tiene influencia en la deformación. El módulo edométrico puede determinarse por ensayos de laboratorio relativamente simples.

Dada la imprecisión con que puede determinarse E_0 basta con definir unos pocos valores para casos bien típicos. En todos los casos suponemos que el estrato de suelo es homogéneo y que su espesor es al menos el doble de la mayor dimensión de la fundación.

Tabla de valores del módulo edométrico E_o (t/m²) (43)

Identificación	γ (t/m ³)	E_o (t/m ²)	Coeficiente corrector en fundaciones rectangulares	
			a/b	β
arena	1,8	2000 a 5000		
arena	1,9	5000 a 10000		
grava sin arena	1,6	10000 a 20000	1	0,82
limo	1,8	300 a 1000	1,5	0,68
arcilla dura	1,9	500 a 1000	2	0,50
arcilla blanda	1,7	100 a 250	3	0,40

En fundaciones muy exigidas por efecto sísmico se tomarán los valores menores.

En cuanto al módulo de elasticidad, los valores medios que pueden aceptarse para los distintos materiales de construcción son:

Acero:	$E = 21.000.000$ t/m ²
Aluminio	$E = 7.000.000$ t/m ²
Madera	$E = 2.000.000$ t/m ²
Hormigón armado:	$E = 2.000.000$ t/m ²
Mampostería	$E = 200.000$ t/m ²

Para la madera, el hormigón armado y la mampostería se ha tomado los valores instantáneos, pues nos interesa la deformación por acción de corta duración.

Debemos señalar que lo usual será adoptar, en el caso de varios materiales, el módulo de uno de ellos como valor de comparación, a efectos de trabajar con números más sencillos.

Aceptando lo anteriormente expuesto, podemos determinar la fuerza para producir un desplazamiento unitario: Rigidez del elemento. Veamos las expresiones aplicables a las distintas tipologías.

Tabiques o muros

La deformación se compone de tres partes, que para una Fuerza Unitaria son: fig. 6.15

por rotación de la base:

$$\delta_1 = \theta \cdot h$$

por corte:

$$\delta_2 = \gamma \cdot h$$

por flexión:

$$\delta_3 = \frac{1}{EJ} \int_0^h M^2 dh = \frac{h^3}{3EJ}$$

Si a_o es la dimensión de la base en el plano de flexión y E_o el módulo edométrico del suelo:

$$\theta = \frac{3,82 \cdot M_o}{E_o \cdot a_o^2 \cdot b_o} = \frac{3,82 \cdot h}{E_o \cdot a_o^2 \cdot b_o} \quad (44)$$

$$\therefore \delta_1 = \frac{3,82 \cdot h^2}{E_o \cdot a_o^2 \cdot b_o}$$

Además:

$$\gamma = \frac{1 \cdot X}{A \cdot G} = \frac{2,5X}{A \cdot E} \quad (45)$$

$$\therefore \delta_2 = \frac{2,5 \cdot h \cdot X}{E \cdot A}$$

Entonces:

$$\delta = \frac{3,82 \cdot h^2}{E_o \cdot a_o^2 \cdot b_o} + \frac{2,5Xh}{E \cdot A} + \frac{h^3}{3EJ}$$

$$\therefore R = \frac{1}{\frac{3,82 \cdot h^2}{E_o \cdot a_o^2 \cdot b_o} + \frac{2,5Xh}{E \cdot A} + \frac{h^3}{3EJ}}$$

Y expresado todo en función de un módulo de elasticidad unitario:

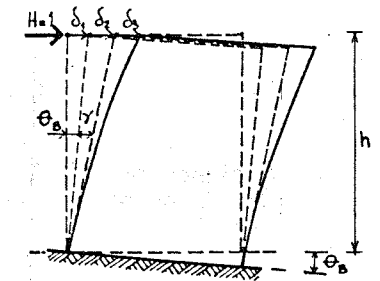


Fig. 6.15 Componentes de la deformación en tabiques

$$\frac{R}{E} = \frac{1}{\frac{E_0 \cdot 3.82 h^2}{\alpha_0^2 b_0} + \frac{2.5 \times h}{A} + \frac{h^3}{3 J}}$$

Para secciones rectangulares, los dos últimos sumandos del denominador están dados por las tablas del Ingeniero Giménez (46), para $2/\theta = 4$ en la forma:

$$R = R \cdot e$$

O sea, si se quiere usar esas tablas, que no consideran la rotación de la base y miden la fuerza en unidades de 200 t., se debería poner:

$$R = \frac{1}{\frac{3.82 h^2}{E_0 \alpha_0^2 b_0} + \frac{1}{200 \cdot R \cdot e}}$$

La rotación de la base es muy importante en muros de poca altura, para los que los restantes componentes de la deformación se hacen poco significativos.

Triangulaciones

Suponemos que se trata de triangulaciones en las que la rigidez a flexión de las barras es muy pequeña. En caso contrario su análisis es mucho más complicado y deben tratarse como pórticos.

Apliquemos la fuerza horizontal unitaria y supongamos determinados los esfuerzos en todas las barras y en los vínculos. El desplazamiento del punto de aplicación de la fuerza se compone de dos partes: aquella que corresponde a la deformación de las barras sometidas a esfuerzos axiales, y la debida a la deformación de los vínculos, fig. 6.16. Ambas se calculan fácilmente aplicando el principio de los trabajos virtuales (47):

Para la primera:

$$\delta_B = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{S}_i l_i}{E_i A_i}$$

• donde:

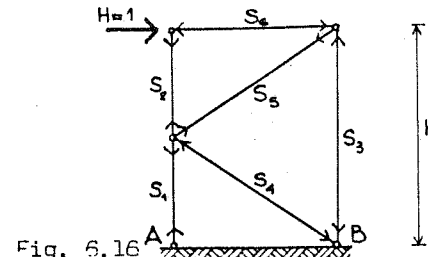


Fig. 6.16

\bar{S}_i = esfuerzo en la barra i debido a la fuerza unitaria aplicada.

l_i = longitud de la barra i.

A_i = área de la sección transversal de la barra i.

E_i = módulo de elasticidad de la barra i.

La suma debe extenderse a todas las barras de la triangulación. La influencia de la deformabilidad de los vínculos puede determinarse calculando su contribución al trabajo de deformación:

$$\bar{\delta}_j = \frac{\bar{R}_j}{E_0 b_j} \beta_j \quad (48)$$

$$L_j = \frac{\bar{R}_j^2 \beta_j}{E_0 b_j}$$

$$\delta_v = \frac{1}{E_0} \sum_{j=1}^{n_v} \frac{\bar{R}_j^2 \beta_j}{b_j}$$

donde:

la suma se extiende a todos los apoyos.

E_0 = módulo edométrico

b_j = lado menor de la base j.

\bar{R}_j = reacción en la base j producida por la fuerza unitaria

β_j = coeficiente que depende de la relación de lados de la base.

En consecuencia, y tomando en cuenta que casi siempre todas las barras son del mismo material.

$$\delta = \delta_b + \delta_v = \frac{1}{E} \left[\sum_{i=1}^{n_b} \frac{\bar{S}_i^2 \cdot l_i}{A_i} + \frac{E}{E_0} \sum_{j=1}^{n_v} \frac{\bar{R}_j^2 \cdot \beta_j}{b_j} \right]$$

$$R = \frac{E}{\sum_{i=1}^{n_b} \frac{\bar{S}_i^2 \cdot l_i}{A_i} + \frac{E}{E_0} \sum_{j=1}^{n_v} \frac{\bar{R}_j^2 \cdot \beta_j}{b_j}}$$

Este procedimiento es absolutamente general, con la única restricción que se deriva de haber despreciado la rigidez a flexión de las barras; y aplicable a reticulados de cualquier tipo, aún hiperestáticos. El requisito previo es haber determinado todos los esfuerzos en los vínculos y en las barras para una fuerza horizontal unitaria por cualquier procedimiento idóneo.

Pórticos

Para determinar la rigidez de estructuras aporricadas es conveniente proceder de modo análogo. O sea, determinar las sollicitaciones debidas a una fuerza unitaria actuando en el nivel respectivo y luego aplicar el principio de los trabajos virtuales.

Usualmente en las estructuras bajas es posible despreciar la influencia de los esfuerzos normales y de corte en la deformación y tomar en cuenta sólo los efectos de las flexiones, salvo en los vínculos. De ese modo se tiene:

Desplazamiento debido a la deformación de las barras:

$$\delta_b = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \frac{\bar{M}_i^2}{J_i} ds$$

en la que

$$L_i = \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \frac{\bar{M}_i^2}{J_i} ds$$

representa el trabajo de deformación de la barra i ; y debe ser extendida a toda la longitud de la misma.

Desplazamiento debido a los movimientos de los vínculos: por rotación de las bases:

$$\delta_{v0} = \sum_{j=1}^{n_v} 3,82 \frac{\bar{M}_j^2}{E_0 \cdot \alpha_j^2 \cdot b_j} \quad (49)$$

y por corrimiento de los apoyos:

$$\delta_{v1} = \sum_{j=1}^{n_v} \frac{\bar{R}_j^2 \cdot \beta_j}{E_0 \cdot b_j}$$

En consecuencia la expresión general queda:

$$\delta = \sum_{i=1}^{n_b} \frac{1}{E} \int_0^{l_i} \frac{\bar{M}_i^2}{J_i} ds + 3,82 \sum_{j=1}^{n_v} \frac{\bar{M}_j^2}{E_0 \cdot \alpha_j^2 \cdot b_j} + \sum_{j=1}^{n_v} \frac{\bar{R}_j^2 \cdot \beta_j}{E_0 \cdot b_j}$$

Salvo estructuras raras, los diagramas de momentos debidos a la fuerza unitaria son lineales entre nudos en todas las barras, fig. 6.17; y si, como es frecuente, el material es único y las piezas de sección constante, se tiene:

$$L_i = \frac{l_i}{3 E J_i} (\bar{M}_i^2 + \bar{M}_{ri}^2 - \bar{M}_i \cdot \bar{M}_{ri})$$

donde: \bar{M}_i y \bar{M}_{ri}

son los momentos en los extremos de la barra i .

Entonces:

$$\delta = \frac{1}{E} \left[\frac{1}{3} \sum_{i=1}^{n_b} \frac{l_i}{J_i} (\bar{M}_i^2 + \bar{M}_{ri}^2 - \bar{M}_i \cdot \bar{M}_{ri}) + \frac{E}{E_0} \sum_{j=1}^{n_v} \left(3,82 \frac{\bar{M}_j^2}{\alpha_j^2 b_j} + \beta_j \frac{\bar{R}_j^2}{b_j} \right) \right]$$

y la rigidez del pórtico resulta, finalmente:

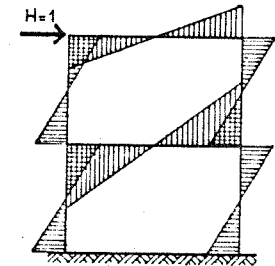


Fig. 6.17 Diagrama de momentos típico

$$R = \frac{E}{\frac{1}{3} \sum_{i=1}^{n} \frac{L_i}{J_i} (\bar{M}_{li}^2 - \bar{M}_i \bar{M}_{ri} + \bar{M}_{ri}^2) + \frac{E}{E_0} \sum_{j=1}^{n} \left(\frac{\bar{M}_i^2}{a_j^2 b_j} \cdot 3,82 + \beta_j \frac{\bar{M}_i^2}{b_j} \right)}$$

Para aplicar este procedimiento -que por otra parte es el más general- es necesario haber calculado previamente las sollicitaciones producidas en el pórtico por fuerzas horizontales unitarias actuando en los distintos niveles en que se debe determinar la deformación. (50). Es el principal inconveniente pues el trabajo material involucrado puede ser considerable. Sin embargo, los esfuerzos para cargas unitarias pueden utilizarse luego, aplicando el principio de superposición, para calcular las sollicitaciones finales: (51)

$$M_i = H_1 \cdot \bar{M}_{i1} + H_2 \cdot \bar{M}_{i2} + \dots + H_n \cdot \bar{M}_{in} = \sum_{j=1}^{n} H_j \cdot \bar{M}_{ij}$$

donde:

- M_i sollicitación final en la sección.
- $H_1 \dots H_n$ fuerzas horizontales que corresponden al pórtico en cada nivel.
- $\bar{M}_{i1} \dots \bar{M}_{in}$ sollicitación producida en la sección i por la fuerza unitaria aplicada sucesivamente en cada nivel.

Para los edificios bajos, la expresión anterior tiene pocos sumandos y no representa aumentos notables de trabajo. (52). Análoga conclusión puede aplicarse a las triangulaciones.

Procedimientos aproximados

La necesidad de calcular los esfuerzos unitarios en estructuras hiperestáticas para luego aplicarlos a la determinación de

las rigideces, ha conducido al desarrollo de procedimientos aproximados con el objeto de economizar esfuerzo. Antes de presentar algunos de ellos hagamos algunas reflexiones relativas a la validez y a las ventajas reales de su empleo.

Consideremos la precisión necesaria en la distribución de las fuerzas horizontales. Por la naturaleza de las operaciones a realizar durante la distribución de esfuerzos, el error relativo final es el doble del error relativo de las rigideces (53). Además se comete errores inevitables en los valores adoptados para los módulos de elasticidad de los materiales. Como consecuencia parece razonable aceptar que la determinación de la rigidez con error menor del 10% es suficiente si el coeficiente de seguridad mínimo es 1,3, y por otra parte es poco probable lograr mayor precisión en estructuras compuestas (54). Pero para emplear los mínimos coeficientes de seguridad establecidos por el Código (1,20), las rigideces deberían determinarse con errores menores del 5%. Esta precisión no debe desvirtuarse en el resto del análisis, sea por los métodos empleados, sea por el número de cifras significativas que intervienen en el cálculo.

Un aspecto que no puede descuidarse es que todos los procedimientos aproximados son de aplicación restringida a los casos para los que fueron desarrollados, con un ámbito de validez no siempre explicitado suficientemente por sus autores. O sea que se trata de procedimientos particulares; la mayor parte de ellos destinados a estructuras muy ordenadas y uniformes. Esta no es precisamente la condición prevaletante en las construcciones bajas, para las que los requerimientos constructivos, funcionales o estéticos suelen imponer restricciones importantes al orden estructural. Ello no necesariamente origina malos comportamientos; y por consiguiente deben ser aceptados por el especialista en estructuras, pero le impiden el uso de procedimientos aproximados. O, cuando menos, le exigen el uso de métodos diferentes en las distintas situaciones que se plantean dentro del mismo edificio.

Finalmente, podemos analizar el empleo aproximado de métodos "exactos"; entendiéndose por tales los procedimientos iterativos comunes: Cross, Grinter, Kani, etc. (55).

En general desprecian la influencia de las deformaciones por esfuerzos normales y de corte. En edificios bajos se pueden aceptar sin mayores reservas, siempre que se trate de estructuras de barras; pero cuando se asocian con ellas elementos superficiales (combinaciones tabique-pórtico) se introducen otros errores que los hacen inadmisibles, al menos en su forma original. Volveremos sobre esto

más adelante. Su utilización tiene la ventaja de trabajar directamente con magnitudes que han de emplearse en la determinación de las rigideces primero y en el dimensionamiento luego: los momentos en los nudos. Las restantes magnitudes estáticas (corte, esfuerzos normales y reacciones de vínculo) se calculan a partir de ellos. Otra ventaja para muchos es la de referirse a magnitudes relativamente concretas y fáciles de intuir. Es por eso que debe preferirse a otros, ya que sus errores pueden acotarse más fácilmente (56). De todos modos, la iteración recién puede interrumpirse cuando las variaciones entre dos ciclos sucesivos son menores que los límites dados anteriormente en todas las secciones.

Principales procedimientos aproximados

En mérito a la brevedad vamos a explicar el empleo de los que estimamos más adecuados y remitimos a los interesados en otros procedimientos a la bibliografía. (57). Corresponde, sin embargo, que hagamos una clasificación de acuerdo con el grado de restricción de sus hipótesis básicas.

Métodos que suponen una ubicación fija en los puntos de inflexión de las barras de la estructura. Entre ellos: "del portal" "del voladizo", "de Bowman". Todos tienen en común el ser tanto más aproximados cuanto mayor sea la rigidez de las vigas respecto de las columnas; pero además requieren que las luces de los distintos tramos y las alturas de los pisos no varían notablemente, y las secciones de vigas y de columnas sean parecidas entre sí. Pueden aceptarse como métodos adecuados para el predimensionamiento pero pocas veces se los puede utilizar en el cálculo definitivo.

Métodos que consideran la influencia de las barras que concurren a los extremos de las columnas, restringida a un sólo tramo: métodos "del factor", "de J. Giménez" y de "K. Muto". Exigen que las vigas tengan rigideces mayores que las columnas y que no haya variaciones fuertes de rigidez en las piezas.

Consideramos que los más adecuados para el análisis aproximado de pórticos sencillos de pocos pisos son el de Giménez y el de Muto. (58).

Ambos parten de la determinación de la "rigidez de columna", que por suma permite obtener la rigidez del pórtico. (59). El método de Muto proporciona mayor aproximación. Además de proveer fórmulas

para el cálculo de rigideces de columnas, tiene tablas que posibilitan establecer la posición del punto de inflexión en ellas y, en consecuencia, calcular los momentos en cabeza y pie para cada nivel. (60).

Las limitaciones para su aplicación no deben ser descuidadas y llamamos la atención sobre ellas, porque en edificios bajos frecuentemente se dan condiciones adversas. En particular la relación de rigideces límite:

$$\frac{\sum k_{vi}}{\alpha \cdot k_c} \geq 0,5$$

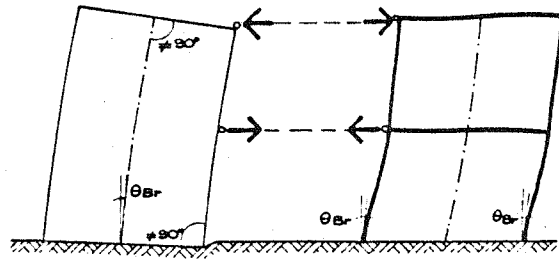
donde:

k_{vi}	rigidez ($\frac{J}{I}$) de las vigas concurrentes con la columna considerada en ambos extremos de ésta.
k_c	rigidez de la columna
α	coeficiente dependiente de la situación de la columna. $\alpha = 1$ en columnas con vínculos a tierra, $\alpha = 2$ cuando concurren vigas al pie.

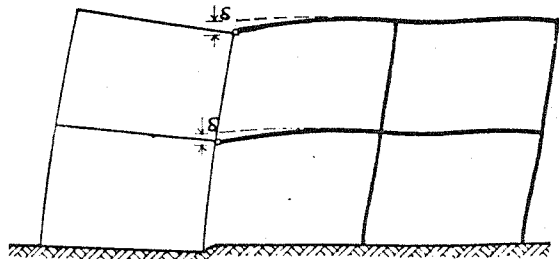
Tabique-pórtico

La interacción entre tabiques y pórticos es especialmente delicada desde el punto de vista del análisis. Tiene tres aspectos fundamentales, que corresponden a tres casos de interrelación estructural, fig. 6.18:

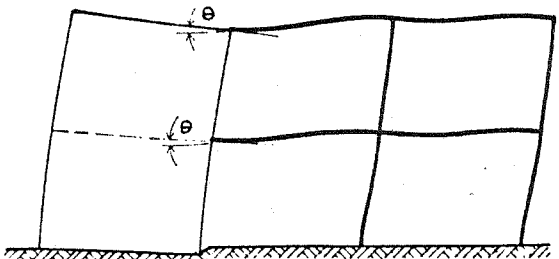
- El modo de deformación diferente en ambas estructuras. Un tabique tiende a deformarse como mástil, curvándose en el sentido de la fuerza, por la influencia de la flexión en toda su altura, mientras que el portico se "curva" en sentido inverso, por efecto del corte creciente hacia abajo. El resultado es que los tabiques se apoyan en los pisos superiores a través de las losas, sobre los



a) Influencia del modo de deformación



b) Influencia del corrimiento vertical del borde del tabique



c) Influencia de la rotación de la sección de empotramiento de barras

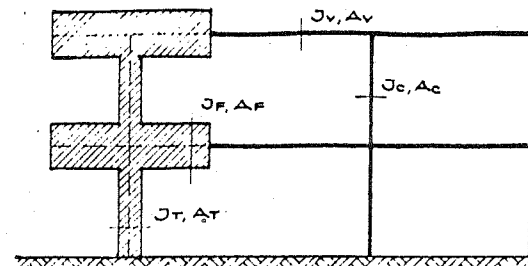
Fig. 6.18 Interacción Tabique - Pórtico

pórticos; y sucede a la inversa en los primeros niveles. En consecuencia, la interacción entre niveles adquiere mucha importancia, y cualquier distribución del corte por pisos ha de acarrear errores gruesos, como expusimos en 6.1. Esto ocurre aún cuando se trate de estructuras ubicadas en planos paralelos (61).

b) El corrimiento vertical de los extremos de vigas del pórtico que pudieran estar vinculadas (aún cuando sólo articuladas) al tabique, a causa de la distancia entre el borde y el eje de este último que es donde se miden sus deformaciones. El efecto es aumentar la rigidez virtual del pórtico, porque para un desplazamiento dado en cualquier nivel, los esfuerzos en él son mayores que si los nudos se desplazan sólo horizontalmente. Este efecto ocurre inclusive con barras perpendiculares vinculadas al tabique. (62).

c) La rotación de las secciones en que se unen rígidamente barras a los tabiques; efecto análogo al de un pórtico cualquiera.

El modo más seguro y al mismo tiempo más cómodo de tomar en cuenta estas influencias es aplicar el método general expuesto, es decir, el principio de los trabajos virtuales, (63); colocando barras ficticias de rigidez infinita para representar los bordes del tabique, fig. 6.19, y agregando en este último las influencias por rotación de la base y por corte. Esto conducirá habitualmente a resolver el hiperestático por el método de las fuerzas antes de calcular las rigideces. Por este medio se presentarán sistemas de ecuaciones lineales cuya resolución es relativamente simple.



En general se puede suponer:

$$J_F \sim J_T$$

$$A_F \sim A_T$$

Fig. 6.19 Representación

Fig. 6.19 Representación de la influencia del borde con barras ficticias

Comentarios acerca de la determinación de rigideces

Todo lo que llevamos expuesto justifica las primeras aseveraciones acerca de la complejidad que supone el tema. No debe perderse de vista, de todos modos, que las dificultades corresponden a dos categorías: las derivadas del método de cálculo en sí y que se traducen en un cúmulo más o menos importante de trabajo material, dependiente en gran medida de las facilidades a disposición del operador(64); y la necesidad de predimensionar la estructura previamente, con la subsecuente obligación de repetir todo el proceso si el predimensionamiento no es exitoso y sufre modificaciones significativas. Se presta siempre mayor atención a la primera, pero es mucho más importante la segunda. De ahí que nos vemos obligados a insistir en la necesidad de dominar las técnicas del predimensionamiento, que en su casi totalidad dependen del buen juicio y de la experiencia del diseñador. Por otra parte no debemos asombrarnos de esta conclusión, ya que estamos resolviendo sistemas hiperestáticos, a veces de apariencia engañosamente simple.

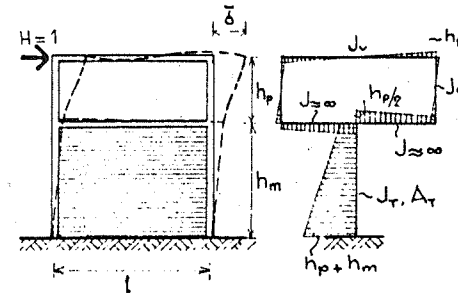
Otro aspecto muy importante es la imposibilidad de desarrollar métodos aproximados de validez universal, y el subyacente peligro de aplicar formularios supuestamente precisos fuera de su ámbito de validez. El único método universalmente válido es la aplicación de la teoría de las estructuras, que en nuestro caso se restringe -afortunadamente- al dominio elástico. Y no vemos otro recurso que recomendar el estudio concienzudo y ante todo conceptual del tema a quienes pretendan incursionar en este campo (65).

Por último, la interpretación precisa de las condiciones de vinculación -interna o externa- tiene decisiva influencia en los valores finales de rigidez y por consiguiente en la distribución de esfuerzos. Particularmente significativas son las deformaciones de la fundación -incluidas vigas de empotramiento- y la interacción con la mampostería. En esos casos es especialmente útil el principio de los trabajos virtuales, fig. 6.20.

6. 6.- EL PROCEDIMIENTO

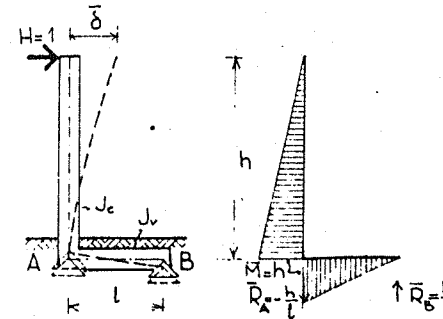
Una vez propuesto un sistema estructural (ó varias soluciones alternativas), el proceso se desarrolla de la siguiente manera:

- 1.- Predimensionamiento de los elementos tomando en cuenta las cargas verticales, las necesidades constructivas y las fuerzas horizontales. En esta etapa es preciso tomar en consideración,



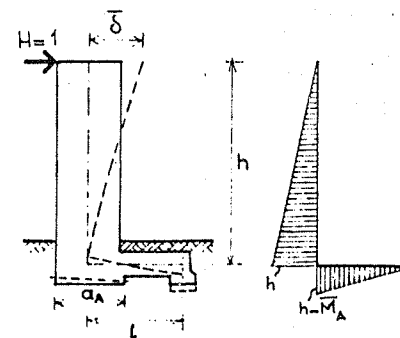
Se aplica el principio de los trabajos virtuales eliminando de la suma las barras ficticias y agregando los términos por deformación por corte y por rotación de la base del muro

a) Columnas con un antepecho alto



$$\delta = \frac{1}{E} \left(\frac{h^3}{3J_c} + \frac{h^2 l}{3J_v} \right) + \frac{1}{E_c} \left(\frac{h^2 \alpha_a}{b_c l^2} + \frac{h^2 \beta_b}{b_b l^2} \right)$$

b) Columna empotrada en viga de fundación



$$M_A = \frac{hl}{3EI} + \frac{\Delta h}{E_c l^2 b_a} + \frac{\beta_b h}{E_c l^2 b_b}$$

$$\delta = 3,182 \frac{M_A^2}{E_c \alpha_a^2 b_a} + (h - M_A)^2 \left(\frac{1}{3EI} + \frac{\alpha_a}{E_c l^2 b_a} + \frac{\beta_b}{E_c l^2 b_b} \right)$$

c) Tabique empotrado en viga de fundación poco rígida

Fig. 6.20 Efecto de la deformación en condiciones especiales de vinculación

aunque sea groseramente, la distribución de rigideces para lograr las menores excentricidades y una buena inercia torsional de la planta. Estimación grosera del esfuerzo de corte equivalente (T_{so}) y de la estabilidad de los planos resistentes a fuerzas horizontales.

- 2.- Determinación de las rigideces de cada una de las estructuras resistentes a fuerzas horizontales, por cualquier procedimiento válido, entre ellos, los expuestos anteriormente.
- 3.- Si los planos resistentes no son ortogonales, se determina las direcciones principales. En todo caso se verifica que ambas sean elementos suficientemente rígidos y sean equivalentes en resistencia.
- 4.- Determinación de los centros de masa y de rigidez. En esta etapa se confirma y eventualmente corrigen las dimensiones para lograr inercia torsional y la menor excentricidad posible.
- 5.- Análisis de la estructura para fuerzas horizontales. Incluye: cálculo de los coeficientes de influencia por corte y por torsión para cada elemento y cada una de las direcciones principales; determinación del esfuerzo cortante en la base (66) y de los momentos torsores máximo y mínimo en cada dirección. Cálculo de los esfuerzos en cada plano estructural debidos al corte y a la torsión y determinación de la combinación más desfavorable. Comprobación de la rigidez de los planos horizontales.
- 6.- Análisis de cada uno de los planos estructurales incluso los horizontales (pisos, techos) para las cargas verticales y las horizontales determinadas en (5), comprobación de la estabilidad (vuelco) de cada uno de ellos, (67), determinación de las solicitaciones para cada estado y la combinación más desfavorable.
- 7.- Verificación de las secciones de los distintos elementos (incluso bases), cálculo de armaduras, etc.
- 8.- Definición de detalles constructivos para cumplir con las hipótesis previstas (ductilidad, vinculación, etc.). Incluye la verificación numérica.

Este ordenamiento del proceso, aparentemente inusitado, que se inserta dentro de otro más complejo, tiene por objeto disminuir las ocasiones en que se trabaja sobre soluciones que luego deben ser desechadas por inconvenientes. La principal causa de esto, al menos en edificios pequeños, es la influencia de las cargas ho-

rizontales, razón por la que se propone realizar antes el análisis para ellas.

Cada una de las etapas puede sistematizarse en planillas y cuadros donde se vierten los datos y resultados numéricos y aún programarse para su procesamiento automático, (68); pero no debe perderse de vista el significado físico de los pasos que se realizan y de las hipótesis de diseño especialmente. Tampoco el desarrollo numérico del proceso, especialmente engorroso cuando se lo aborda manualmente, debe oscurecer el objetivo de cada uno de los pasos, que siempre es la toma de decisiones de diseño (69).
ño. (69).

6. 7.- LA VERIFICACION SIMPLIFICADA

Siempre se ha intentado disminuir las comprobaciones de la seguridad de las construcciones prescribiendo estructuras mínimas. Ya hemos expuesto algunas de esas disposiciones y las razones que obligan a verificar todas las construcciones en nuestra época.

Algunos edificios, sin embargo, admiten una reducción en el proceso de verificación: es la llamada verificación simplificada que establece el reglamento.

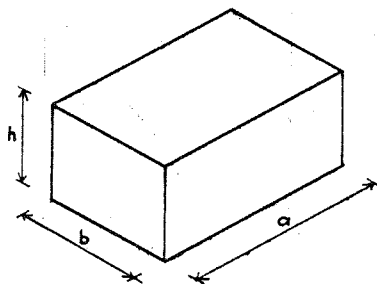
En efecto, cuando la construcción presenta características tales que la torsión es reducida, el momento de vuelco pequeño frente a las cargas verticales y el funcionamiento estructural de los planos resistentes sencillo, es posible obviar gran parte de la comprobación y reducirla al cálculo de un solo indicador -la tensión de corte-, para establecer con suficiente aproximación la seguridad del edificio.

Existen entonces condiciones relativas al edificio y condiciones relativas a los planos resistentes.

Se admite que una estructuración de muros que cumplan con las condiciones exigidas para los muros portantes, puede dar lugar a una "estructura mínima" de comprobación sencilla. Otras organizaciones estructurales inevitablemente conducen a cálculos mucho más complejos y de ningún modo representables por un indicador único.

Las condiciones para aplicar la verificación simplificada,

supuesta una construcción de entrepisos rígidos y forma aproximadamente paralelepípedica son: fig. 6.21



$$\frac{h}{a} \leq 2$$

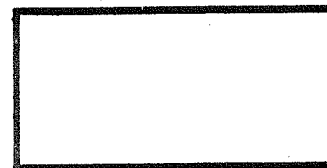
$$\frac{h}{b} \leq 1$$

Fig. 6.21 Condiciones geométricas para la aplicación de la Verificación sísmica simplificada

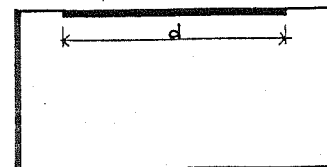
- a) Relación de altura-ancho de la construcción no mayor que 1.
- b) La relación de dimensiones de la planta a:b 2.
- c) En alguna dirección existen muros exteriores resistentes a fuerzas horizontales que están conectados a las losas en un mínimo de 0,5 de la longitud de la planta en esa dirección.
- d) En la dirección en estudio existe un muro resistente a fuerzas horizontales, que está unido a las losas en un mínimo de 0,8 de la longitud de la planta en esa dirección o dos muros de por lo menos 0,5 de dicha longitud.

Las dos últimas condiciones implican la existencia del mecanismo estructural mínimo (70). (C) Impone un sistema capaz de tomar torsiones de las losas. Las exigencias de dimensión mínima en los muros unidas a la exigencia (a) de relación altura-ancho en el edificio implica que las solicitaciones por flexión en los muros serán poco importantes y las tensiones tangenciales determinarán la seguridad de la estructura. Al exigirse dos muros exteriores paralelos, se logra una rigidez de torsión proporcionada a la dimensión del edificio, ya que la torsión máxima queda limitada por la segunda condición, que impone un tope al alargamiento de la planta

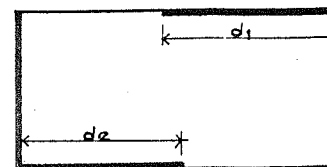
Debemos aclarar que las longitudes de muros pedidas se refieren a muros que cumplen las condiciones del 7.3.2. CCA, y que se trata de muros enteros, es decir, que no se obtengan por suma de muros de menor longitud, aún en el mismo plano. Es fácil comprender ésto si se toma en cuenta el requisito de mantener las solicitaciones por flexión tan bajas que no influyan en el dimensionamiento.



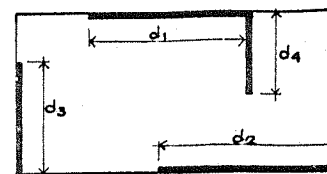
a)



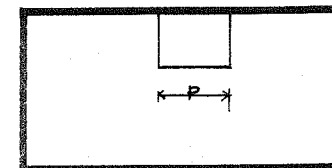
c) $d \geq 0.8 a$



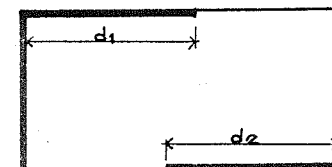
e) $d_1 \geq 0.5 a$
 $d_2 \geq 0.5 a$



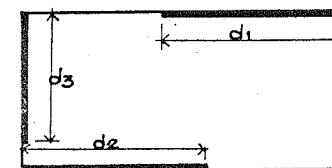
g) $d_1 \geq 0.5 a$ $d_3 \geq 0.5 b$
 $d_2 \geq 0.5 a$ $d_4 \geq 0.5 b$



b) $P \leq \frac{a}{8}$ y encadenados continuos



d) $d_1 \geq 0.5 a$
 $d_2 \geq 0.5 a$



f) $d_1 \geq 0.5 a$
 $d_2 \geq 0.5 a$
 $d_3 \geq 0.5 b$

Fig. 6.22 Verificación sísmica simplificada aplicable en ambas direcciones

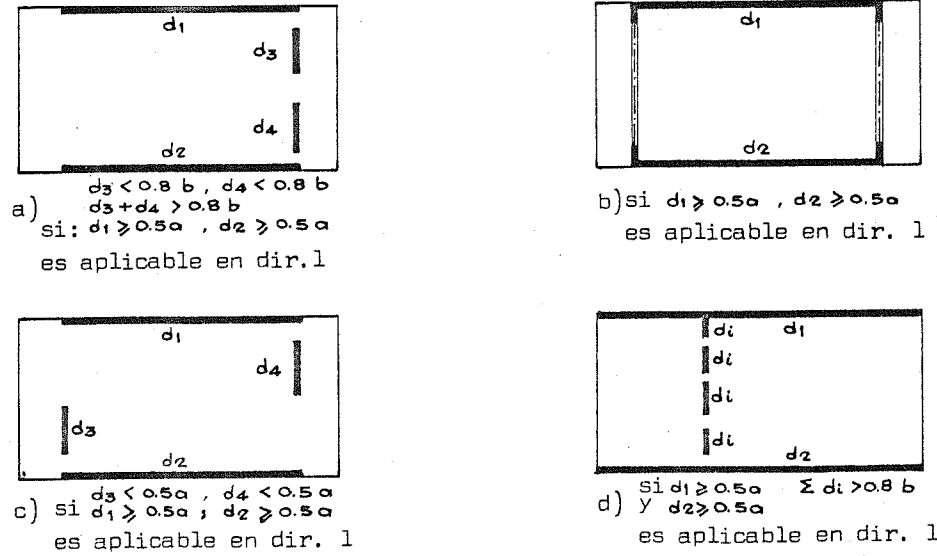


Fig. 6.23 Verificación sísmica simplificada aplicable en una sólo dirección (1)

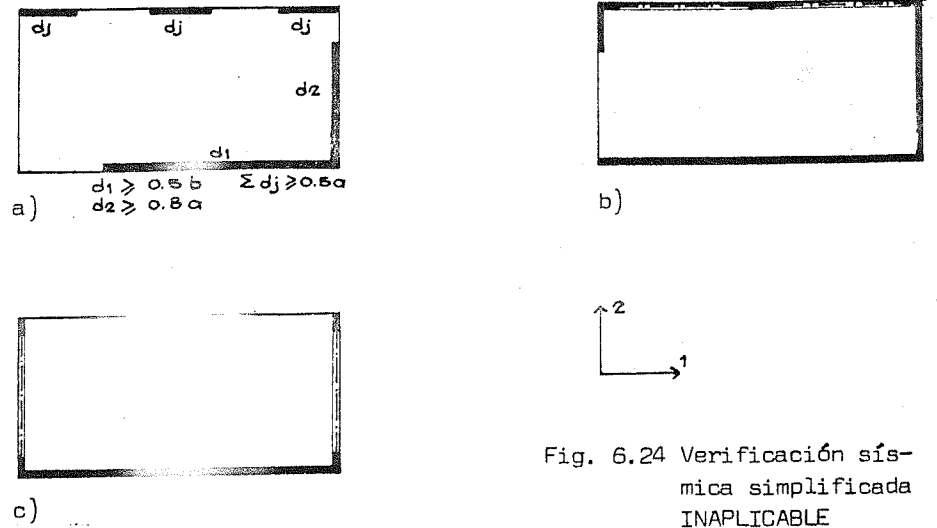


Fig. 6.24 Verificación sísmica simplificada INAPLICABLE

También hay que señalar que la verificación simplificada se inspira en el caso frecuente de edificios entre medianeras, cuando se usa los muros límites como portantes.

En la fig. 6.22, 6.23 y 6.24 se señalan algunos casos para exponer mejor los criterios de aplicabilidad de la verificación simplificada. En todos ellos suponemos $a:b \leq 2$ y $h:b \leq 1$.

En resumen: el criterio de aplicabilidad se basa en que sea posible establecer a priori que la resistencia a corte de los muros, sin tomar en consideración la torsión de la planta ni la flexión de los mismos, indica con suficiente aproximación la seguridad de la construcción.

Por lo tanto no es aplicable cuando falte alguno de los muros pedidos, aún cuando sean sustituidos por otros elementos resistentes (71). En esos casos, no queda otro recurso que la distribución completa de los esfuerzos y la verificación de los elementos conforme a lo expuesto en los apartados anteriores. Tampoco es aplicable cuando los planos horizontales no son rígidos o su rigidez sea pequeña comparados con los muros. Por ejemplo, el caso de entrepisos o techos de viguetas de madera, hierro u hormigón sin capa de compresión. (72).

Aplicación de la verificación simplificada, fig. 6.25

Las expresiones que siguen implican distribuir el corte en proporción a la rigidez por corte de los muros, ya que los otros efectos son despreciables.

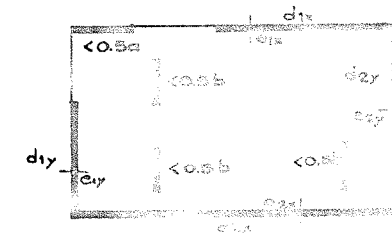


Fig. 6.25 Aplicación de la verificación sísmica simplificada

Se considerarán para las sumas sólo aquellos muros que cumplan con las condiciones (c) y (d) o sea sólo los que tienen longitud mayor que la mitad de la longitud del edificio respectiva.

La posibilidad de aplicar la verificación simplificada no debe oscurecer dos hechos:

- a) Aplicable o no, la responsabilidad por la seguridad estructural corresponde al proyectista, quien debe garantizar vida y bienes de los ocupantes.
- b) Su aplicación no exime de tomar en cuenta todas las consideraciones respecto del diseño estructural y constructivo que hemos expuesto en capítulos anteriores.

No tiene entonces sentido "forzar" el proyecto para hacerlo cumplir las condiciones de verificación simplificada perjudicando la funcionalidad o el buen diseño estructural y constructivo. Por otra parte, no es aceptable aplicarla en condiciones extremas. En la duda, si es aplicable o no, debe siempre adoptarse una verificación completa, por el carácter de aproximación gruesa que tiene. Esta recomendación es especialmente importante cuando no se cumplan, aún por poco, las condiciones relativas a la longitud de los muros en un solo tramo sin aberturas mayores que las especificadas en 7.3.2., fig. 6.26. En efecto, el muro queda, a los efectos portantes, dividido en los sectores que se indican, siempre que cada uno cumpla con las condiciones de 7.3.2.; sin perjuicio que se tome en consideración la totalidad al estudiar la vinculación.

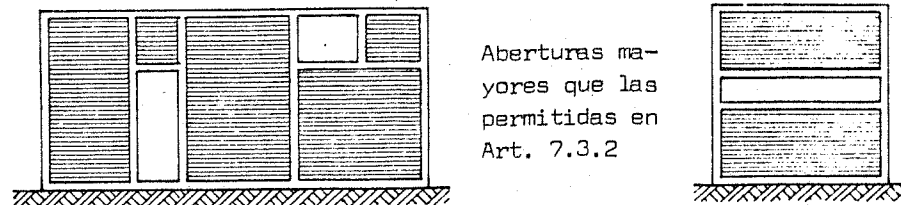


Fig. 6.26 Muros que NO pueden considerarse a los efectos de la V.S.S., aún cuando las aberturas estén encadenadas

NOTAS

- (1) El más utilizado es la tensión de trabajo.
- (2) Como sucede en diques, puentes o aviones.
- (3) El programa STRESS permite determinar los esfuerzos de un pórtico de 100 nudos en 3 hs. considerando simultáneamente las deformaciones por flexión, esfuerzo normal y corte mientras que manualmente insumiría varios meses de personal altamente especializado.
- (4) Capítulo VII del PRAEH; CCA: Código de Construcciones Antisísmicas de la Provincia de Mendoza y CONCAR 70 de San Juan. En lo que sigue designamos los artículos del CCA.
- (5) Principio de D'Alembert.
- (6) Concentradas a la altura de cada entrepiso.
- (7) Las deformaciones deben ser despreciables frente a los corrimientos que los elementos verticales experimentan.
- (8) Usualmente una ley bilineal, cuerpo elastoplástico perfecto.
- (9) El Apéndice 1: Nociones de dinámica estructural, da una información general sobre el tema.
- (10) El período propio de la construcción y la calidad del suelo.
- (11) El terremoto de San Fernando, California, 1972, dio dramática prueba de la importancia de tal clasificación y motivó la revisión del SEAOC Code, acercándose a nuestro criterio.
- (12) Por lo cual el coeficiente sísmico, representando aceleraciones, es un valor dimensional.
- (13) Consideremos que el espesor medio de hormigón es 20 cm: hay 480 kg/m² para estructura, y se agregan mampostería y sobrecarga.
- (14) Ver apéndice 1 y también Carmona J.S., Herrera Cano J.: Coeficientes de reducción del momento de vuelco por sismo.

- (15) Cada uno de los cuales puede estar materializado de cualquier manera de las maneras vistas en el capítulo III.
- (16) Es isostático cuando sólo hay tres planos verticales.
- (17) Que se expresan como ecuaciones.
- (18) Art. 5.1. CCA.
- (19) En este caso particular de hiperestático es más conveniente este método ya que el mínimo número de planos es tres y cada plano impondría una incógnita para el método de las fuerzas.
- (20) El IDIA ha desarrollado un programa para IBM 1130 ESESI que permite resolverlo.
- (21) J.S. Carmóna, J. Herrera Cano: Influencia de Métodos y criterios de proyecto en el análisis sísmico de Estructuras.
- (22) Por analogía con el planteo matemático correspondiente a los momentos de inercia; podemos llamarlas direcciones principales.
- (23) Rosenblueth, E., Esteva, L.: Diseño sísmico de edificios; y también Sentinelli F.: Distribución de la fuerza sísmica....
- (24) Puede observarse la estrecha semejanza formal entre la flexión simple y el comportamiento de la losa rígida por corte; derivada de la semejanza de las leyes matemáticas.
- (25) Por tratarse de fuerzas que aparecen en los elementos, cuando la "losa" y cada uno de ellos (hipótesis de losa rígida) sufre un desplazamiento unitario, puede hablarse de una "resultante" aplicada a la "losa".
- (26) Péndulo ideal es el péndulo matemático: un punto material pesado suspendido por un hilo inextensible sin masa.
- (27) En general e_d tiende a e_0 al crecer e_0 . Bruschi, A.; Carmóna, J.: Fundamentos del proyecto de Reglamento Argentino de Construcciones Antisísmicas; Rosenblueth, E.; Esteva, L.: op cit.
- (28) Confirmación teórica de la conveniencia de disponer los elementos de rigidización en la periferia.
- (29) Con el inconveniente de no tener un control tan directo de los valores, ya que la suma de coeficientes de distribución es 1, mientras que la suma de coeficientes de influencia muchas veces no tiene un valor predeterminado.
- (30) Incorporando ya los efectos dinámicos por torsión.
- (31) E. Rosenblueth, L. Esteva: op. cit. pag. 309 y también Apéndice 2.
- (32) El error en el caso más desfavorable, cuando la dirección pésima que corresponde al elemento forma un ángulo de 45° con los ejes principales es del 41 %. Entendemos por error en este caso la diferencia entre el mayor valor del esfuerzo calculado por el análisis independiente de las direcciones principales y el que corresponde a la dirección más desfavorable
- (33) Art. 4-6 CCA.
- (34) Indicador de la necesidad de analizar para otras direcciones el esfuerzo más desfavorable.
- (35) Tratado formalmente por Sentinelli, op. cit.
- (36) Según dos direcciones cualesquiera, aunque más simple es para las principales, que ya se tienen establecidas. Con el objeto de mantenernos en el plano conceptual y evitar oscurecer la exposición, no vamos a plantear todos los desarrollos trigonométricos para referir los nuevos elementos a los ejes primitivos, sino que los referimos a las direcciones principales.
- (37) Particularmente en el caso de los edificios pequeños, donde la estructura está más influenciada por el comportamiento "constructivo".
- (38) Rosenblueth, E.: Discussion on Earthquake resistant Design - Transactions ASCE Vol. 125, 1960.
- (39) Aunque en algunos (suelo, mampostería) ese valor sea muy inferior al de rotura.

- (40) En rigor debería calcularse la deformación paso a paso por incrementos, considerando su variación.
- (41) Caso típico de análisis de segundo orden.
- (42) W.E. Shulze; K. Simmer: Cimentaciones.
- (43) W.E. Shulze, K. Simmer: op. cit.
- (44) W.E. Shulze, K. Simmer; op. cit.
- (45) Recordemos que $G \approx \frac{E}{4}$ y λ = factor de corte, vale 1,24 para secciones rectangulares. Belluzzi, O.; op. cit.
- (46) Jorge E. Giménez: Elementos de Ingeniería Sismológica.
- (47) O. Belluzzi: op. cit. T. 1 Cap. 15.
- (48) W.E. Shulze, K. Simmer; op. cit.
- (49) W.E. Shulze, K. Simmer: op. cit.
- (50) El cálculo puede sistematizarse en planillas para su realización manual y, por supuesto, programarse para computación automática.
- (51) La expresión corresponde al cálculo de momentos, pero cualquier otra variable estática (esfuerzos normales, de corte, o reacciones) puede expresarse de igual modo.
- (52) Y en edificios altos o estructuras complejas se justifica la determinación de solicitaciones y deformaciones por procedimientos automáticos: STRESS.
- (53) M. Sadosky: Cálculo numérico y gráfico.
- (54) De mampostería y hormigón, por ejemplo, como son la mayoría de los edificios bajos. El coeficiente de seguridad no debería bajar de 1,3 en esos casos.
- (55) Cuya precisión de cálculo puede ser cualquiera, dependiendo del número de iteraciones.
- (56) Se pueden emplear sin reservas siempre que en todas las barras $h/\ell \leq 1/5$, y ℓ/EA sea aproximadamente constante.
- (57) L. Esteva y E. Rosenbluth: op. cit., en la que figura una descripción detallada y comentarios acerca de su ámbito de aplicación.
- (58) J. Giménez: op. cit.; K. Muto: Seismic Analysis of Reinforced Concrete Building.
- (59) El procedimiento de Giménez es:
 h = altura de piso; a = longitud del elemento en el sentido de la deformación; $2/\theta$ = grado de empotramiento; e_i = espesor en sentido perpendicular a la deformación. Mide la rigidez en unidades de 200 t.
- (60) En el Apéndice 3 se compendia el procedimiento y las tablas para pórticos hasta 3 pisos.
- (61) Nada tiene que ver la influencia de la deformación por corte en el tabique, que de todos modos es tenida en cuenta si se sigue el procedimiento antes indicado para la rigidez.
- (62) Es corriente despreciarlas en ese caso, que supone el análisis espacial; aunque en construcciones de altura su influencia debe ser controlada.
- (63) Se ha tratado de desarrollar algunos procedimientos iterativos, modificaciones de Cross o Grinter, pero resultan más engorrosos en definitiva.
- (64) Desde una regla de cálculo en un extremo, hasta una computadora en el otro.
- (65) No está de más señalar que lo consideramos reservado exclusivamente a los universitarios y creemos peligrosos los intentos de habilitar a técnicos por medio de "cursos de especialización", ampliando la incumbencia de su título.
- (66) Aunque parezca extraño colocarlo en esta etapa relativamente tardía del proceso, debe tomarse en cuenta que puede variar con el partido estructural bajo análisis y con el peso de los elementos.

- (67) Especialmente importante para elementos planos relativamente cortos y que puede obligar a modificaciones para aumentar la carga vertical o disminuir la horizontal.
- (68) Para el análisis piso a piso se pueden emplear máquinas relativamente pequeñas.
- (69) Ver apéndice 5, planillas y organigrama.
- (70) Capítulo III: La construcción como conjunto.
- (71) Lo que, por otra parte, es inevitable para configurar el mecanismo mínimo resistente.
- (72) Aún cuando puedan considerarse colaboradores en la distribución, la comprobación de su rigidez cae fuera de las posibilidades de la verificación simplificada.

CAPITULO VII

LA CONSTRUCCION

La experiencia de los terremotos es suficientemente elocuente como para evitarnos el ahondar acerca de la importancia que tiene la buena calidad de ejecución para el comportamiento de las construcciones. Señalemos, sin embargo, que las consecuencias de una construcción desprolija son más graves en una zona sísmica que en otras regiones. Mientras en éstas los desperfectos suelen ser más importantes para la estética que para la seguridad, en aquella pequeños defectos constructivos reducen notablemente la seguridad de la construcción o sus partes. Generalmente estos errores afectan al factor más decisivo de la resistencia para acciones dinámicas: la ductilidad, al punto que la estabilidad de la construcción queda condicionada a la eficacia de los anclajes, al estriado de sus nudos o a la ejecución de soldaduras y apriete de bulones. Agreguemos a ello que la "prueba de carga" de nuestros edificios ocurre en forma imprevisible ... muchas veces cuando están totalmente habilitados y ocupados. En otras regiones, por el contrario, si la obra no muestra signos negativos al retirar los puntales, o cuando más en sus primeros meses de funcionamiento, cabe esperar un comportamiento satisfactorio por el resto de su vida útil. La buena construcción adquiere para nosotros una importancia muy grande.

De todos modos en esto hay consenso general. En lo que no hay tanto acuerdo es en qué debe entenderse por "buena calidad de construcción"; y se evidencia una brecha profunda entre aquellos sectores dedicados al proyecto y los responsables de la ejecución. Mientras con frecuencia aquéllos se despreocupan demasiado de los problemas constructivos que originan su proyecto, éstos tienden a considerar formalismos teóricos sin valor práctico muchas de las exigencias relativas a métodos de ejecución. Por eso en páginas anteriores hemos expuesto criterios constructivos a tomar en cuenta durante la elaboración del proyecto y tendientes a facilitar su materialización. Pero también hemos señalado que la mayoría de las exigencias constructivas en zonas sísmicas se refieren al cumplimiento escrupuloso de las "reglas del arte". (1). Entonces desde nuestro punto de vista, supuesto que el proyecto contemple adecuadamente la acción sísmica, el constructor deberá limitarse a reproducirlo fielemente para obtener una construcción segura.

Sin embargo la comparación de muchos de los procedimientos y soluciones habituales entre nosotros con cualquier norma o reglamento conocido resulta alarmante (2). Cabe preguntarse por qué. Lo atribuimos a tres causas principales:

- a) El frecuente desconocimiento de las normas constructivas por parte de los constructores y también de los proyectistas.
- b) La presión económica, en ocasiones verdadera especulación, que motiva una tendencia indiscriminada a la reducción del consumo directo de materiales y mano de obra. Paradójicamente una muy generalizada despreocupación por los costos indirectos, al descuidar la racionalización de la obra, deja fuera de control el aspecto económico más importante.
- c) La falta casi absoluta de interés por la investigación y desarrollo de nuevas formas constructivas que, satisfaciendo las necesidades estructurales y de calidad general, representen progreso para la actividad industrial.

Estas afirmaciones pueden parecer exageradamente duras, pero basta para probarlas la observación de obras nuevas, con un par de años de uso, luciendo peor que muchas de cincuenta. Algo hemos perdido en el interin -la buena artesanía- y aún no hemos encontrado el sustituto.

Por todo esto es que el proyectista debe extremar la especificación de su proyecto. La documentación debería contener indicaciones claras y precisas sobre los aspectos tecnológicos de ejecución que se consideran importantes, presentadas conforme a las necesidades de su uso en obra (3).

De todos modos es al constructor que cabe la responsabilidad mayor en la buena ejecución. Y tiene dos tópicos bien definidos: la fiel interpretación del proyecto y el entrenamiento de su personal. En ambos se requiere capacidad técnica y el conocimiento conceptual sólido del fenómeno sísmico.

La complejidad de ejecución

Es evidente que los detalles constructivos en zonas sísmicas son más complejos. Especialmente los referidos a construcciones de albañilería y de hormigón armado. Las exigencias relativas a anclajes, encadenados, ejecución de armaduras, etc.; encaminadas

a asegurar la ductilidad necesaria para nuestras construcciones, plantean problemas cuya solución habitual en el campo constructivo no satisface desde el punto de vista de la rapidez y coordinación de tareas. Ejemplos de esta afirmación son, entre otros: la exigencia de mayores longitudes de anclajes, los ganchos obligatorios en las armaduras y la densificación de estribos en los nudos. La experiencia de muchos terremotos ha probado -y en páginas anteriores se dan las razones- que son requisitos absolutamente indispensables para nosotros. Otras exigencias, como colocar estribos en toda la longitud de las barras de la estructura, incluso dentro de los nudos, son necesarias también en zonas no sísmicas (4), aún cuando prácticas inadecuadas en nuestro país hayan impuesto la contumbre contraria. Son demasiados los edificios que, sin entrar en colapso, muestran lesiones diversas atribuibles a la escasez de estribos y a defectos constructivos análogos, indicando lo equivocado de esos criterios.

Y aunque no se pretende disminuir o disimular la mayor complicación de construir en zonas sísmicas, creemos que una clara comprensión de los fenómenos y una adecuada organización de la obra -no muy frecuentes, por desgracia- permitirían reducirla notablemente. Es preciso subrayar, sin embargo, que la mayor parte de la investigación relativa a la construcción sismorresistente se refiere a los aspectos teóricos de la dinámica estructural. Poco o nada se ha hecho por el estudio de nuevas técnicas de ejecución que ofrezcan adecuada seguridad. Este campo, virtualmente inexplorado, es sin embargo el único camino para reducir los costos de nuestras construcciones sin comprometer su seguridad (5). Para esa tarea es necesaria la participación activa de quienes se dedican a la construcción. La realimentación de sus experiencias en los procesos de diseño permitiría un progreso en la tecnología de construcción, comparable al que ya se ha logrado en el conocimiento del comportamiento estructural. Ese progreso es ya indispensable.

En este capítulo, especialmente dedicado a la construcción y a los constructores, vamos a exponer los aspectos más importantes relacionados con la actividad propia de la obra: la organización de la empresa y las recomendaciones sobre ejecución. Y aunque estas últimas son, como señalamos antes, reiteración de preceptos válidos para toda construcción, insistimos en ellas en mérito a la carencia de normalización completa en vigencia y a la práctica generalizada de procedimientos constructivos equivocados.

7.1. - ORGANIZACION DE LA CONSTRUCCION

La construcción -especialmente de obras de arquitectura- resulta del esfuerzo coordinado de numerosas personas pertenecientes a muchas especialidades. Un edificio para vivienda tiene alrededor de 40 rubros y participan unos 20 gremios en su ejecución. La acción de construir es entonces el resultado de una "empresa" en el sentido más general de la palabra (6), a la que por el momento quitamos toda connotación de orden comercial o financiero. Consecuentemente aparece el empresario, responsable de la conducción empresarial o sea de la coordinación de esa actividad. Vemos pues que cualquiera sea la calidad de la obra o el modo en que se encare su ejecución, hay un empresario responsable... aunque muchas veces no tenga conciencia de ello. Esta pequeña disgresión inicial nos permite ubicarnos en un panorama cuya complejidad no siempre es comprendida, en términos de posibilidades de una construcción de buena calidad.

Distintos tipos de obras

Una clasificación de las obras de nuestro interés nos permitirá percibir mejor la situación. Edificios bajos se construyen para muy diversos fines y por parte de comitentes también variados (7), que podrían agruparse para nuestro objeto de la siguiente manera:

- . Obras públicas o privadas construídas por contrato.
- . Obras públicas o privadas construídas por administración.
- . Viviendas unifamiliares "espontáneas", construídas por el usuario sin asesoramiento técnico. Excluimos por el momento estas obras de nuestro análisis.

Como obras "por contrato" vamos a entender aquellas en que una empresa constituída asume la responsabilidad por la ejecución de toda la obra, aún cuando la forma jurídica adoptada no incluya un precio cierto, en cuyo caso la empresa hace "administración" o "coste y costas" por cuenta del comitente.

Como obras por administración vamos a entender aquellas en que el propietario asume la responsabilidad de contratar cada uno de los rubros y coordinarlos entre sí. Tal vez estas definiciones no sean rigurosas desde el punto de vista técnico-jurídico pero marcan cla

ramente la principal diferencia entre dos categorías de obra: aquellas en que un empresario especializado coordina y se hace responsable de la ejecución; y aquellas en que ese papel lo asume el propietario.

Los responsables en la Obra

Existen en una obra diversas responsabilidades que conviene poner en evidencia. Por una parte el aspecto puramente comercial, que a veces se llama riesgo empresario. Por otra parte, la función técnica de interpretar el proyecto, coordinar la ejecución y entrenar y dirigir el personal. Finalmente el control de la función de construir.

En una obra por contrato, la primera de ellas queda a cargo del empresario o titular de la empresa constructora, que ahora sí tiene sentido comercial. La segunda a cargo del representante de la empresa -quien eventualmente puede ser su propietario- pero que debe acreditar conocimiento y capacitación para ejercerla. La tercera queda a cargo del director técnico de la obra, tarea que generalmente se confía al proyectista.

En las obras por administración la situación es bastante menos clara. La primera función es asumida por el propietario; y el éxito comercial generalmente se convierte en el mínimo de inversión. Como la segunda no puede ser ejercida por él, se suele designar un "conductor de obra" profesional que lo representa y que generalmente es quien ejerce la dirección técnica. Esto último es un contrasentido pues no puede el director controlarse a sí mismo. Mientras los diversos contratistas tengan un mínimo de responsabilidad económica y conocimientos técnicos, la obra ofrece garantías de ejecución aceptable. Pero cuando el propietario busca el mínimo precio suele contratar con una "empresa" que de tal tiene sólo el nombre, pues provee exclusivamente la mano de "obra gruesa". Veamos como es esa empresa.

Cuanto menor es el grado de desarrollo de una región, menor es el grado de organización de sus actividades y menor la estabilidad de sus organismos. La "empresa de construcción" suele reducirse entonces a contratistas de mano de obra, con poca o ninguna formación técnica. En muchos casos sus titulares son operarios más o menos especializados a los que algún éxito económico permitió constituirse como empresa. Entre ellos existen algunos excelentes arte

sanos y muchas obras de calidad han sido producto de su trabajo, pero irremediamente falta la capacidad técnica que permite interpretar el proyecto y organizar su ejecución. La tradición artesanal (que varía con cada uno de ellos) pesa sobre las decisiones del proyectista y a veces las modifica en los hechos prácticos. Esta situación, por momentos anecdótica, en ocasiones dramática, obedece a causas profundas que están por completo fuera de nuestro objetivo; pero no puede perderse de vista si se estudian las posibilidades reales de la construcción antisísmica.

Las autoridades encargadas de la policía de la construcción exigen que la ejecución esté a cargo de responsables debidamente calificados, sea que se constituyan como empresas o que la obra se ejecute por administración. En ambos casos la conducción de la obra queda bajo la responsabilidad de un técnico especializado. Diversas circunstancias tienden a convertir en ineficaces esas disposiciones. En efecto, un número grande de obras pequeñas y aún medianas son contratadas con las pequeñas empresas aludidas: considerándose comprendidas dentro del régimen de "obra por administración". Dichas empresas no tienen representación técnica, ni su personal tiene suficientes conocimientos especializados. Es el proyectista quien asume en muchas ocasiones la conducción (8), pero no siempre el empresario de mano de obra está sujeto realmente a su autoridad, ya que el trato tiene lugar directamente entre el propietario de la obra y el contratista.

Esta situación frecuentemente viciosa, motiva muchos disgustos y, lo que es peor, muchos defectos de construcción cuya corrección es costosa y no siempre se realiza. Por eso, aunque no se excluye la posibilidad de contratar en forma directa la mano de obra, es exigible la ejecución de la obra en condiciones menos precarias desde el punto de vista técnico. Es imprescindible una clara determinación de las responsabilidades (9), que en esos casos el propio profesional debe realizar ante el propietario, asesorándolo en sus tratos con los contratistas y dejando bien establecida su autoridad definitiva en lo técnico.

Es evidente, por otra parte, que según la importancia de la obra debe encomendarse su ejecución a empresas organizadas como tales; con experiencia, personal estable y el debido respaldo técnico permanente. No puede pretenderse que el pequeño contratista asuma eficazmente la responsabilidad de ejecución por encima de cierta dimensión de obra. Y el profesional debe influir sobre el propietario en tal sentido, haciéndole comprender que muchas de las ventajas económicas al comparar una u otra forma de contratar son aparentes y a veces negativas.

De cualquier forma debe insistirse en que la responsabilidad técnica de conducción de la obra tiene que quedar cubierta. Por el proyectista o por el representante técnico de la empresa. Pero es prudente recordar que pocas veces se dan simultáneamente la capacidad de proyectar y la de organizar la marcha de la obra en todos sus aspectos. Aun menos frecuente es que el profesional dedicado al proyecto tenga tiempo disponible para dedicarlo a la multitud de tareas relativas a la organización y coordinación de la obra. Entre ellas, la interpretación del proyecto y el entrenamiento del personal.

Quienquiera que la asuma debe asegurarse de comprender claramente los mecanismos de resistencia que se proponen en el proyecto, las vinculaciones y desvinculaciones necesarias y las dificultades de orden constructivo que se plantearán, para anticiparlas debidamente. De él se exige que sea capaz de coordinar los diversos rubros, evitando daños y previendo las necesidades de cada uno. En especial, las instalaciones. Debe ser capaz de abandonar las prácticas, no importa qué arraigadas estén, y proponer técnicas simples pero seguras. Por eso no debe perder de vista que los conocimientos conceptuales respecto del tema le son imprescindibles, aunque los teóricos no constituyen su principal responsabilidad. En especial debe proponer y estudiar conjuntamente con el proyectista las modificaciones que la marcha de la obra haga convenientes, pero tomando en consideración no sólo la simplicidad de ejecución sino también su eficacia, aún cuando las mismas no afecten elementos estructurales. Además debe ser capaz de desempeñar la labor pedagógica de entrenamiento del personal -eficaz sólo cuando éste es estable- tanto en lo referente a la tecnología de construcción, como a los aspectos particulares del proyecto en ejecución.

También conviene recordar que la conducción permanente del personal es función del capataz entrenado, (y capataz será quien la desempeñe) cuya responsabilidad no puede ser suprimida ni tampoco asumida por el profesional. Es precisamente este uno de los campos más importantes para el desempeño de los técnicos intermedios.

Por último advertimos que en épocas poco estables el personal técnico de una empresa constructora suele estar demasiado absorbido por los problemas económicos y en consecuencia descuida la tarea técnica empresaria.

Todas estas reflexiones se hacen en mérito a que, si bien son numerosas las empresas con alta calidad técnica, son también

numerosas las obras en que se cometen errores de orden constructivo, incluso graves, que comprometen la asismicidad pese al proyecto. Y estas obras son, a veces, construídas por empresas establecidas y aún con larga experiencia, y siempre el producto de la falta de conducción capacitada.

Capacidad técnica y equipo mínimo

En consecuencia aconsejamos que la ejecución se realice con un equipo mínimo y esté controlada por personal técnico en grado acorde con la importancia de la obra. Para eso establecemos cuatro categorías:

- Categoría 1: modificaciones, remodelaciones u obras nuevas hasta 60 m² ó 15 m³ de hormigón armado; luces máximas de 4 m, y estructuras de muros portantes exclusivamente.
- Categoría 2: obras privadas hasta 250 m² ó 50 m³ de hormigón, o cubierta de estructura metálica hasta 10 m de luz y 250 m² de superficie.
- Categoría 3: obras privadas o públicas hasta 1000 m² ó 150 m³ de hormigón.
- Categoría 4: obras públicas o privadas de mayor importancia.

Obviamente la importancia de la obra se refiere al volumen total a ejecutar y no a la dimensión de las eventuales unidades repetitivas. Así en el caso de barrios, por ejemplo, deben ser clasificados por su superficie o volumen totales.

Para cada una proponemos la siguiente organización mínima:

- Categoría 1: Hormigonera mecánica, equipo para medición de componentes del hormigón en volumen, cono de Abrams, supervisión por el Director de Obra en forma periódica.
- Categoría 2: Hormigonera no menor de 200 l; juego de tamices y cono de Abrams; equipo para medición en volumen y un vibrador mecánico. Un técnico permanecerá en obra durante el hormigonado.
- Categoría 3: Hormigonera no menor de 500 l; juego de tamices, cono de Abrams, 6 moldes para probetas cilíndricas; equipo para medición en volumen y báscula de 500 kg; vibradores. Un técnico permanecerá continuamente en obra.

Categoría 4: Hormigonera no menor de 500 l, juego de tamices, cono de Abrams, 12 moldes para probetas cilíndricas; equipo para medición en peso, vibradores. Un profesional estará al frente de la obra y un técnico permanentemente a cargo del hormigonado.

Advirtamos, finalmente, que mientras no se mejore sustancialmente la organización y conducción de las obras no cabe esperar gran calidad sismorresistente de ellas, pese a los códigos y a los esfuerzos por mejorar el diseño.

7.2. - TRAZADO Y REPLANTEO

La obra debe ser reproducida con toda minuciosidad tanto en su geometría general como en las partes. Para eso se debe colocar referencias físicas estables. Es evidente que cualquier elemento de trazado debe quedar suficientemente alejado de las áreas de tránsito y trabajo; que las marcas o referencias tienen que ser indelebiles y que deben quedar identificadas con toda claridad. Los caballetes y estacas merecen mejor material que la madera de descarte y deben ser cuidados para evitar el deterioro durante el lapso en que sean necesarios. De todos modos es aconsejable construir puntos fijos para línea y nivel y mantenerlos hasta la terminación de la obra para que sirvan de control en cualquier momento.

Los instrumentos: cintas de medición, hilos, escuadras, niveles, plomadas, reglas, etc. deben controlarse frecuentemente y mantenerse en buen estado. Además sus características deben ser adecuadas a la obra que se ejecuta. Así puede utilizarse una regla y nivel de albañil para colocar un piso, pero no para colocar sus puntos fijos, allí podría utilizarse un nivel de manguera. Este último no es seguro en la nivelación de toda la obra, si es grande; donde será necesario un nivel óptico.

El transporte o traslado de dimensiones y niveles es fuente de errores y por eso debe evitarse con una elección juiciosa de los ejes y planos de referencia. Y esto nos coloca frente al instrumento más importante: el plano de replanteo, que debería preparar el proyectista, pero si no lo hizo, debe prepararlo el constructor. Vemos construir demasiadas obras con planos municipales en escala muy pequeña, o en los que figuran amoblamientos que confundén, con las dimensiones y referencias dispuestas desordenadamente (10). Esta forma de presentación revela poca capacidad de

síntesis y desconocimiento de los destinatarios de esa documentación, que por su entrenamiento y capacitación no están en condiciones de desentrañar la información necesaria. Su consecuencia son los errores de trazado o de ubicación de piezas, que luego cuesta corregir y que comienzan a producir serias perturbaciones en el funcionamiento estructural.

Por otra parte la operación del replanteo debe progresar de lo general a lo particular, evitando la acumulación de errores y tratando de fijar con mayor precisión aquellos elementos más importantes. Esto se vincula estrechamente con una cuestión poco o nada considerada en la construcción: las tolerancias. Todos sabemos que en cualquier operación técnica se cometen errores, pero en el campo de la construcción procedemos como si no existieran, porque no indicamos donde se los absorberá ni cuáles son las tolerancias. Es así que resulta frecuente encontrar discrepancias del orden del decímetro en el replanteo de una vivienda, que luego son resueltas del peor modo: el error se acumula en el último elemento replanteado. Como advertencia final en este tópico, recordemos que las dimensiones de la obra intervienen al cuadrado y al cubo en la distribución de fuerzas horizontales; y que, por lo tanto, los errores duplican o triplican su importancia relativa.

7.3. - OBRAS DE MAMPOSTERIA

Calidad de los mampuestos

Los mampuestos deben ser sanos, de dimensiones regulares y de material estable. De otro modo no se alcanza la resistencia prevista, sea porque las piezas son débiles, sea porque no es posible mantener la traba o porque las juntas son irregulares. Además los mampuestos deben resistir la acción climática y esto puede motivar medidas de protección o la imposibilidad de usar algunos materiales en zonas de clima muy frío, como la alta montaña.

Cuando se trate de cerámico común, se cuidará la regularidad de forma y la durabilidad; habrá que rechazar los ladrillos que evidencien intemperización o disgregación por cualquier motivo, así como los que se muestren muy diferentes en cochura (crudos o recocidos). Si se trata de cerámicos industriales, en especial huecos, debe cuidarse que estén sanos, sin fisuras provenientes del proceso de fabricación. Si aparecen, el ladrillo no es utilizable

en elementos portantes. Debe además preferirse para estos las piezas con mayor número de huecos, y al menos cuatro paredes verticales. Cuando se emplean bloques de hormigón o similares, es importante que hayan sido curados adecuadamente y que la retracción haya ocurrido por completo en el momento de su colocación. Salvo medidas especiales de curado (vapor) no es admisible colocar en obra bloques con menos de 30 días de antigüedad.

Mortero

El mortero debe tener composición adecuada para el tipo de mampostería a ejecutar, con arenas limpias y bien graduadas. (11). Cuando se trate de mampostería armada debe emplearse mortero de cemento y arena, al que puede adicionarse cal hasta 20 % del contenido de cemento sin considerarla dentro del aglomerante, para mejorar la plasticidad de la mezcla. En general se utilizará morteros reforzados (de cal y cemento) que tienen menor retracción, admiten sin fisuración los movimientos de la mampostería al endurecer y tienen excelente resistencia en tiempos razonablemente cortos. Los morteros de cal sola, son muy plásticos y trabajables, no fisuran, pero tienen resistencia mucho menor y el endurecimiento es muy lento. Los morteros de cemento fraguan y endurecen rápido y tienen resistencias grandes, pero pocas veces ésta puede aprovecharse plenamente. Además son muy rígidos y la mampostería se fisura más fácilmente. Por eso se los reserva para el caso de mampuestos muy resistentes, muros que deban ser impermeables o muros armados.

El contenido de agua y la relación aglomerante-agua deben ser controlados para evitar disminuciones de resistencia y deformaciones del muro en ejecución.

El mortero debe prepararse a máquina o en su defecto sobre una superficie limpia y seca. Si la preparación es manual se mezclarán primero los áridos y aglomerante hasta obtener color uniforme y luego se agregará el agua. Los morteros de cemento o de cal y cemento deben utilizarse dentro de las dos horas de agregada el agua y en ningún caso se ablandará un mortero endurecido agregando agua adicional. Tampoco se preparará mayor cantidad de mezcla que la que se utilice en la jornada.

Capas aisladoras

Los muros requieren capas aisladoras de dos tipos: horizontales en aquellos que se apoyan en el suelo; verticales en los que limitan un local con el terreno. Su objeto es evitar el paso de la humedad que originaría el deterioro de la construcción y de sus condiciones de habitabilidad. La capa vertical, que se puede considerar un revestimiento, no presenta interferencias con el funcionamiento estructural; pero las capas horizontales (puede haber varias), que se alojan en juntas, si lo afectan. La solución más tradicional es emplear diversos derivados bituminosos, pero como se prefieren emulsiones en frío y se asientan sobre el muro húmedo, se crea una discontinuidad en su estructura, muy perjudicial para la transmisión de fuerzas horizontales. Esto se agrava aún más cuando la capa se aplica también a los encadenados y otras estructuras de hormigón armado.

El procedimiento correcto es utilizar un mortero impermeable de cemento o de material bituminoso que permita la firme adherencia entre las hiladas vinculadas; y omitir la capa en las estructuras de hormigón (que si están bien hechas no la necesitan). Si se emplea mortero bituminoso, frío o caliente, se debe aplicar sobre superficies limpias y secas, y asentar mampuestos secos sobre él. Tendrá suficiente arena gruesa limpia como para que la junta no fluya. En todo caso es más fácil ejecutar la junta con mortero de cemento y adición hidrófuga, aunque debe ser curado luego para evitar la fisuración que perjudique la integridad de la capa. Por eso es preferible hacer varias hiladas con este mortero.

Ejecución de la mampostería

Los mampuestos deben colocarse en obra húmedos para que no absorban agua del mortero, pero no chorreando porque también alterarían el contenido de agua. En ambos casos se forma una superficie de separación entre mortero y bloque muy perjudicial para la transmisión de fuerzas horizontales.

Las juntas -tanto horizontales como verticales- deben quedar completamente llenas. Cuidado especial debe ponerse en las verticales que serán repasadas luego de completada la hilada. Cuando se emplean bloques en los que las juntas sólo ocupan parte del

espesor, es aconsejable colocar el mortero con las plantillas o herramientas especiales para asegurar el llenado.

Los muros deben levantarse simultáneamente, a una velocidad tal que se alcance resistencia suficiente en las sucesivas juntas para evitar deformaciones o el aplastamiento del muro bajo su propio peso. Pero al mismo tiempo el trabajo de albañilería debe ser continuo, evitando interrupciones que perjudican la economía y la calidad. En todo momento se cuidará la traba y el trazado de las hiladas.

Encadenados y armaduras

Los encadenados de hormigón armado son piezas estructurales y como tales requieren una ejecución prolija conforme a las exigencias propias del material, que tratamos en el apartado correspondiente. En todo caso se levantarán primero los muros y luego se hormigonarán los encadenados y aquellas piezas de la estructura principal que funcionan como tales. Debe ser escrupulosa la limpieza de sus alojamientos y armaduras de todo resto de mortero, en especial en los empotramientos; así como la colocación de las armaduras.

Los encadenados no convencionales necesitan especial atención porque significan abandono de las prácticas corrientes. La primera precaución es una exhaustiva consulta con el proyectista; y la segunda controlar la materialización de la unión entre los mampuestos y el encadenado.

Las armaduras de muros armados serán colocadas y ancladas con toda precisión y debidamente afianzadas durante la ejecución para impedir movimientos que disminuyan su eficacia o la de sus vínculos. Siempre estarán en contacto con morteros de cemento y arena.

Protección contra la helada y curado

Cuando la obra no pueda mantenerse por encima de 0°C al menos por 10 días, los trabajos de mampostería deben interrumpirse y toda obra afectada por la helada debe ser demolida. En algunos casos es suficiente cubrir el muro durante la noche pero frecuentemente

se requiere mayores precauciones. En todo caso se debe inspeccionar diariamente la obra, especialmente aquellas partes más expuestas, para establecer la eficacia de las protecciones. Puede resultar preferible construir los muros perimetrales primero, con el objeto de crear un recinto protegido que incluso puede calefaccionarse.

El tiempo cálido -particularmente cuando es seco- también causa dificultades. La mampostería debe ser protegida de la desecación violenta o excesiva, en especial si es prematura, porque interrumpe el proceso de endurecimiento, a veces origina la pérdida del muro y causa retracciones que lo fisuran. Además de cubrirlos para protegerlos de la radiación y el viento, suele ser necesario el riego o pulverización de agua.

Canaletas, rozas o rebajos y fijaciones

Es práctica corriente alojar las instalaciones en canaletas y rebajos practicados en la mampostería. Estas canaletas afectan con democrática imparcialidad muros portantes y no portantes, encadenados y estructuras principales de hormigón armado. Al punto que cuando en una obra se inician las instalaciones más parece que hubiera entrado una cuadrilla de demolición. Estamos absolutamente convencidos que estos procedimientos no sólo son inconvenientes o a veces francamente inadmisibles desde el punto de vista de la seguridad, sino también de la economía. Pero esa es la costumbre y resulta muy difícil erradicarla, más aún si los constructores adoptan la actitud habitual: "en algún lugar hay que colocarlas... y siempre se ha hecho así". Pero es el caso que rara vez es ésta la mejor solución. De todos modos cuando es imprescindible cortar una canaleta en un muro, la DIN 1053 dice:

"2.5.-Recatas- Las recatas y el cincelado se permiten sólo en tanto por ello no quede perjudicada la estabilidad. En paredes de bloques huecos de hormigón y ladrillos huecos se permite el cincelado de recatas VERTICALES solamente hasta 3 cm de profundidad. No están permitidas las recatas y el cincelado en las paredes laterales de chimeneas, en paredes con espesores $\leq 17,5$ cm y en columnas y paredes no rigidizadas con esbeltos $\lambda > 10$. No son admisibles en paredes con espesores ≤ 24 cm, las rozas continuas para los forjados macizos que han de construirse posteriormente" (12)

En todo caso, deberán emplearse herramientas bien afiladas,

mazas livianas y golpes bien dirigidos. Las canaletas serán lo más cortas y pequeñas que sea posible; para lo cual es aconsejable utilizar la mayor parte del espesor del revoque. El relleno posterior tiene que realizarse con morteros de composición adecuada y suficiente mojado previo del muro.

Para fijar carpinterías, zócalos y otros elementos es común utilizar tacos que generalmente se colocan mucho después de construída la albañilería. Sin embargo es preferible colocarlos durante la ejecución del muro, que de ese modo no sufre golpes o maltrato. Es mejor dejar colocados los marcos, aunque se originan inconvenientes con los gremios que deben trabajar simultáneamente, porque permiten evitar errores y lograr mejor calidad de construcción. En todo caso el empleo de otros medios de fijación (tuercas y tacos de expansión) que pueden adaptarse al uso de taladros o máquinas similares, representa notable economía y un mejor procedimiento de trabajo.

7.4. - CONSTRUCCIONES DE HORMIGON SIMPLE Y ARMADO

En nuestro país se elaboró en 1964 un proyecto de Reglamento, el PRAEH, que lamentablemente no llegó a ser obligatorio. A continuación expondremos en forma sintética algunas de sus disposiciones aplicables a la obra.

Preparación y control de calidad de los hormigones

Establecido un dosaje de proyecto (13) corresponde reproducirlo fielmente en obra. Es en este punto donde se cometen los peores abusos con la calidad de construcción. La realidad es lamentable y exige de todos un esfuerzo entusiasta por corregirla; para eso debemos convencernos y convencer que hacer las cosas mal no es más económico, ni siquiera en costo directo... aunque es más cómodo aceptarlo.

El cemento debe medirse siempre en peso, y tiene una unidad de medida muy cómoda: la bolsa. Por eso se debe emplear hormigoneras de 200 l como mínimo en toda obra significativa (una bolsa por pastonada). Los áridos pueden medirse en volumen, pero si se utilizan recipientes adecuados, bien cubicados y si se contrasta con alguna frecuencia el peso enrasado. Los recipientes deberían ser

cilíndricos, de diámetro menor que la altura. En obras importantes la dosificación de todos los componentes debiera hacerse siempre en peso. Finalmente, el agua, causa de los mayores males y de la debilidad de nuestras estructuras. Las principales razones para el abuso de agua en los hormigones son el empleo de arenas con exceso de finos y las técnicas de colocación inapropiadas. Pero de todos modos el agua no se controla. Por eso aconsejamos que en toda obra haya un cono de Abrams para el ensayo de asentamientos, que el capataz debiera conocer y utilizar frecuentemente.

El mezclado debe realizarse en forma mecánica, con hormigoneras de capacidad razonable; y por lo menos durante un minuto a contar desde el momento en que se completó la carga.

Además debe hacerse un control de calidad del hormigón utilizado, con ensayos sobre probetas en el número y frecuencia necesarios. Esto supone contar con el laboratorio, pero señalamos que en todas las ciudades importantes del Oeste Argentino existen (14) y raramente son utilizados. Debe crearse el hábito del control aunque en ocasiones pueda ocurrir que no sea posible. Como mínimo se debe efectuar por cada día de trabajo:

- . un ensayo de 2 probetas por cada 75 m³ si el control es pobre.
- . un ensayo de 2 probetas por cada 50 m³ si el control es razonable
- . un ensayo de 2 probetas por cada 25 m³ si el control es riguroso

Esto supone que el dosaje empleado ya ha sido suficientemente probado, y que los áridos son de calidad uniforme. En caso contrario hay que ensayar el dosaje y eso supone como mínimo 16 ensayos de dos probetas cada uno.

Además corresponde controlar el proceso de endurecimiento del hormigón en obra, para lo cual se extraerán probetas adicionales en número suficiente que serán curadas por el mismo procedimiento que la estructura y ensayadas antes de decidir su puesta en carga. Puede utilizarse otros procedimientos -martillo esclerométrico, por ejemplo- cuyos resultados, aún cuando sean cuantitativamente poco preciso, permiten formar juicio sobre la resistencia.

Encofrados

Para la ejecución del apuntalamiento y los encofrados se puede utilizar una variedad de materiales, pero el más común es la ma

dera. Representan una parte muy significativa del costo de la obra de hormigón, por eso la racionalización de su uso y la prolongación de su vida útil siempre originan una economía notable. Esto sólo se logra cuando el encofrado se estudia previamente y su construcción se realiza como una obra en sí misma. Y aunque estos conceptos son generalmente comprendidos y aceptados, es relativamente pequeño el esfuerzo para progresar en este sentido.

De todos modos el apuntalamiento y los encofrados deben ser resistentes para soportar las cargas del hormigón fresco y las acciones provocadas por el tránsito de equipos, personal y operaciones de compactación. Eventualmente deberán resistir otras acciones como viento, nieve o sismo, mientras la estructura definitiva endurece. Asimismo deben tener rigidez suficiente para que las deformaciones producidas estén dentro de las tolerancias, en algunos casos su trazado tomará en cuenta esas deformaciones (contraflecha). En especial debe cuidarse los apoyos en tierra, que aplicarán presiones suficientemente reducidas por medio de placas de apoyo adecuadas. El sistema tiene que conformar un mecanismo resistente completo, tal cual lo definimos (15) y para ese fin es posible utilizar las estructuras ya construídas, pero se debe asegurar que los esfuerzos que se les apliquen no sean excesivos ni perjudicarlos con las fijaciones o de otro modo cualquiera. Normalmente es necesario arriostrar con diagonales todos los puntales y, si pasan de 3 m, colocar una vinculación horizontal a mitad de altura debidamente triangulada.

Los moldes deben ser tratados convenientemente para facilitar el despegue del hormigón endurecido y tienen que ser construídos de forma que el desarmado o desmontaje sea simple, sin golpes ni vibraciones y sin dañar el material empleado. Deben ser estancos, para eso se requiere buena carpintería. Lamentablemente muchas veces se la sustituye por papel para calafatear hendidias y otras imperfecciones. Esta costumbre debe ser proscrita, porque el papel sobra hacia el interior, cuando no se desprende durante el hormigonado, y resta sección a la estructura. Es alarmante la frecuencia de este defecto en los nudos, precisamente.

Para permitir la inspección y limpieza de los encofrados y para controlar el llenado es necesario dejar al pie de columnas y tabiques, así como en otras estructuras semejantes, aberturas provisionales de tamaño adecuado. Estas aberturas sólo se cerrarán cuando el hormigón en colocación alcance el borde inferior, a cuyo efecto se tendrán previstas las tapas respectivas. También es nece-

sario dejar aberturas en los costados de piezas grandes, para colocar el hormigón por ellas. En ese caso estarán separadas 2,5 m como máximo en sentido horizontal.

Los encofrados deben conservarse limpios en todo momento, pero inmediatamente antes de colocar las armaduras se procederá a una limpieza cuidadosa y a la aplicación de desencofrantes. En lo posible no se efectuarán trabajos de carpintería luego de iniciado el armado de hierros. Concluído éste se repetirá la limpieza eliminando todo resto de madera, hierros, alambre, etc. Antes de hormigonar se mojará hasta saturación el encofrado y cualquier superficie porosa (bloques cerámicos o de hormigón, ladrillos) que vayan a estar en contacto con el hormigón; pero no se dejará agua acumulada sobre ellas en el momento de colocarlo.

Antes de iniciar el hormigonado se controlarán las cotas y dimensiones de todos los encofrados, se verificarán las armaduras y todo otro elemento que deba quedar incluido; en particular conductos o pasos de instalaciones.

Colocación del hormigón

Es necesario programar previamente el hormigonado, elaborando un plan de trabajo. Se tratará que no se produzcan juntas de construcción y si fueran inevitables serán consultadas con el proyectista de la estructura. El plan de hormigonado tomará en cuenta que en ningún lugar debe transcurrir más de una hora y media entre volúmenes colocados sucesivamente. También se debe considerar los movimientos y deformaciones que origina el llenado gradual de los moldes. En ciertos casos -por ejemplo en bóvedas delgadas- el proceso debe ser muy controlado para evitar accidentes por excentricidades inadmisibles provocadas por cargas localizadas.

Todas las superficies de hormigón endurecido serán preparadas adecuadamente. Para eso se eliminará la capa de mortero superficial y lechada hasta llegar al árido grueso y sano en la superficie de junta, que debe quedar rugosa. Luego se limpiará completamente y se humedecerá hasta que no absorba más, pero sin producir acumulaciones de agua. Antes que se seque se colocará una capa de mortero de igual relación cemento-arena y agua-cemento que el hormigón (16) de 1 cm de espesor; forzándola en todos los intersticios con útiles adecuados. Inmediatamente se iniciará el vertido del hormigón. En algunos casos será necesario aplicar adhesivos sintéticos

Esto no exime de la preparación de la junta.

Condiciones para la colocación

No se podrá hormigonar si la estructura no puede ser protegida eficazmente de la acción de climas extremos. Por eso, salvo medidas especiales de protección, se interrumpirá el hormigonado cuando la temperatura a la sombra sea menor de 5°C y en descenso; y cuando pueda preverse que dentro de las próximas 48 horas la temperatura bajará de 0°C. Se considerarán medios de protección suficientes, según los casos: calentar el agua, o los áridos o ambos -la temperatura del hormigón no excederá de 32°C-; cubrir y mantener la estructura en un ambiente cálido húmedo, por medio de escapes de vapor; colocar otro tipo de calefactores junto a la construcción. En este último caso se debe cuidar muy especialmente que no queden partes expuestas al frío excesivo. Los más vulnerables son aquellos elementos delgados dispuestos en la periferia. El calentamiento será aplicado en forma que no seque el hormigón.

En tiempo caluroso también se debe tomar precauciones. Cuando la temperatura del aire exceda de 30°C, se empleará agua fría o enfriada y se refrigerarán los áridos, por ejemplo por riego con agua fría. En caso extremos deberá emplearse hielo pero tendrá que estar completamente licuado antes de finalizar el mezclado.

La obra se protegerá de la radiación con toldos o similares; también se evitará la acción directa del viento cálido y se mantendrá sobre los sectores recién hormigonados una pulverización permanente de agua. Si estas medidas no son posibles debe interrumpirse el hormigonado.

Durante las épocas de clima frío o cálido, se llevará en obra un registro permanente de temperatura. Toda obra que resulte afectada por la helada o por el calor excesivo será demolida.

El hormigón será vertido con elementos (baldes, carretillas, tolvas, etc.) adecuadas para que la velocidad de caída sea reducida y se evite la segregación. Por esa razón la altura máxima de vertido libre será 1,50 m y el hormigón se colocará tan próximo a su lugar definitivo como sea posible.

El espesor de las capas estará de acuerdo con los medios de

compactación disponibles. Cuando haya problemas de compactación, como por ejemplo en el fondo de vigas con fuerte acumulación de armaduras, se colocará una capa previa de mortero con igual relación agua-cemento y cemento-arena que el hormigón, el cual será vertido inmediatamente.

Para la compactación se emplearán vibradores mecánicos preferentemente, por razones de eficiencia y de economía (17). Se vibrará junto y alrededor de los nudos para provocar el llenado y densificación, pero se interrumpirá tan pronto aparezca lechada en la superficie. Los vibradores serán de tipo y potencia adecuados para la pieza en ejecución. La vibración mecánica permite lograr máxima densidad del hormigón, sinónimo de impermeabilidad y resistencia, pero no soluciona hormigones mal dosificados o que se hayan segregado por mala colocación.

Protección y curado

Inmediatamente colocado el hormigón debe ser protegido de toda acción climática o mecánica -frío, calor, vibraciones, cargas- que pueda perjudicarlo. Inclusive se alejarán las aguas agresivas, cuando menos por el tiempo necesario para que se alcance la resistencia suficiente.

En tiempo frío deberá asegurarse que el hormigón se mantiene por encima de 0° durante no menos de 48 horas. Para eso puede protegerse con carpas; capas de aserrín, arena o tierra húmedas; cubiertas calefaccionadas con vapor, etc. De todos modos no se contará para el período de endurecimiento aquellos días en que la temperatura media haya descendido de 5°C (18).

El curado tiene por objeto mantener el hormigón permanentemente húmedo para permitir el endurecimiento y evitar la formación de grietas. Es de capital importancia evitar toda pérdida de humedad de la masa; que en climas áridos resulta una exigencia difícil de cumplir. Más cuando se trata de elementos superficiales delgados, sobre todo verticales (tabiques).

Se puede emplear membranas impermeables y también calentamiento con escapes de vapor, pero la eficacia de ambos procedimientos debe ser muy controlada. No son habituales en obras pequeñas. En ellas se coloca agua sobre las superficies horizontales; y con frecuencia se abandonan sin protección, vigas, tabiques y columnas. Es

recomendable mantener en ellos por mayor tiempo el encofrado, protegerlos del sol directo, y humedecerlos frecuentemente. Cuando el encofrado ha sido retirado se deben envolver en lonas y mantenerlas húmedas. Es aconsejable también colocar instalaciones flexibles con picos pulverizadores, que permiten una mayor economía en el uso del agua (19). En general, el curado se prolongará por un período mínimo de 7 días (20).

Desencofrado

El desencofrado deberá realizarse según un programa aprobado por el proyectista de la estructura, tanto en lo relativo a plazos como a las secuencias. Ningún elemento será desapuntalado antes de haber alcanzado suficiente resistencia.

La remoción de encofrados se realizará con todo cuidado como para no producir deterioros a la pieza en cuestión. Es evidente que no puede iniciarse antes que se alcance la resistencia necesaria para que no se rompan aristas, vértices o salientes.

Por otra parte es necesario retirarlos cuanto antes para verificar y corregir defectos de llenado o imperfecciones superficiales a la menor edad posible. Pero debe tenerse muy en cuenta las necesidades de protección y curado. Todo elemento desencofrado debe ser retocado si es necesario y recubierto de inmediato con una capa protectora como las mencionadas. En caso contrario se dejarán los encofrados por más tiempo. Particular cuidado debe tenerse durante los meses cálidos y con los elementos periféricos.

Se aconsejan como plazos mínimos para iniciar la remoción de encofrados, siempre que no se disponga de ensayos específicos y descontando los días de temperatura media inferior a 5°C:

Laterales de vigas y muros:	de 1 a 3 días
Columnas:	de 3 a 7 días
Encofrados de losas, dejando puntales de seguridad:	de 7 a 14 días
Fondos de vigas, dejando puntales de seguridad:	14 días
Remoción de puntales de seguridad	21 días.

Estos plazos suponen que la estructura no es cargada. Si se

le aplican cargas, aún provenientes de la propia obra, deben mantenerse o colocarse puntales apropiados.

Reparaciones y corrección de imperfecciones

Se iniciarán de inmediato una vez desencofradas las piezas y se concluirán dentro de las 24 horas. No se afectará de forma alguna la seguridad de la estructura.

Se eliminará totalmente el hormigón defectuoso, empleando herramientas adecuadas. Cuando los defectos sean superficiales se abrirán cavidades de 2,5 cm de profundidad mínima; y si se alcanzan las armaduras deben descubrirse en toda su periferia con un mínimo de 2,5 cm de luz. Las superficies límite serán planas, pero rugosas y estarán orientadas de tal modo que faciliten el llenado y al entrar en carga tiendan a acunarse, aunque sin producir efectos perturbadores en el hormigón sano.

El relleno se hará con hormigón cuando el área de la reparación pase de 5 dm² y deje armaduras al descubierto. En caso contrario se empleará mortero. El hormigón para el relleno tendrá las mismas proporciones de áridos y cemento, pero el dosaje de agua menor -el mínimo que permita colocarlo y compactarlo- que el hormigón base. El mortero tendrá la misma relación cemento-arena y la mínima cantidad de agua posible.

Se realizará una enérgica compactación. Mecánica, con vibradores, o manual, con piones y mazas de madera.

Una vez terminada la colocación se protegerá y curará con especial cuidado para evitar fisuraciones por retracción (21).

Conductos para instalaciones

Todos los conductos que deban atravesar o alojarse en el hormigón se colocarán en forma de no disminuir la seguridad de la estructura, a cuyo efecto debe consultarse con el proyectista para su trazado y los eventuales refuerzos. En principio las concentraciones de conductos pequeños o los de grandes dimensiones deben alejarse de los nudos más solicitados y de las zonas fuertemente armadas.

Además no se deben producir interacciones desfavorables entre los componentes del hormigón y el material de las tuberías.

Si las tuberías quedan incluidas en el hormigón, deben estar en íntimo contacto con él. En caso contrario, se practicarán huecos o pasos que les permitan estar totalmente aisladas (22), pero por ningún motivo se adoptarán soluciones intermedias, causa segura de corrosión.

En todo caso los tubos no ocuparán más de 1/3 del espesor del elemento, y se colocará armadura transversal suficiente para absorber las concentraciones de tensión.

El trazado de los conductos será tal que respete la disposición de las armaduras y no debe admitirse que las mismas sean dobladas, desplazadas y mucho menos cortadas para hacerles lugar.

Juntas de movimiento

En el capítulo V tratamos sobre su diseño y muchos de los aspectos que debe respetar su construcción. Por eso aquí sólo recalamos que las juntas de movimiento deben actuar satisfactoriamente y para eso deben materializarse con todo cuidado. Cuando los detalles no estén debidamente especificados, el constructor deberá consultar al proyectista.

Salvo expresa indicación, ni las armaduras, ni las instalaciones deben atravesarlas. En el caso particular de las instalaciones el constructor debe tomar todas las precauciones necesarias para que los movimientos de la junta no las dañen (23).

En todo caso, la responsabilidad mayor del constructor está en limpiar cuidadosamente la junta de todo relleno indeseable, para que su acción sea eficaz. También debe colocar los cubrejuntas, ventilaciones y desagües con toda prolijidad para evitar posteriores deterioros.

Armaduras

Las barras deben cortarse y doblarse de acuerdo a los detalles de armaduras (24). En el caso de estructuras fuertemente soli-

citadas por acciones horizontales, no tienen vigencia las sencillas reglas empíricas que pueden aplicarse cuando las cargas predominantes son verticales y estáticas. Especial atención debe darse a la materialización de los nudos, a los anclajes y a los empalmes. Como orientación se puede consultar el capítulo V, donde se muestra los principales criterios de ejecución.

La velocidad de doblado de las barras debe ser reducida y el radio de curvatura suficientemente amplio para que no quede deteriorada la armadura y las concentraciones de tensión en el hormigón sean tolerables. Para eso es necesario utilizar mandriles adecuados.

Radios de curvatura recomendados:

Aceros tipo I y II	$r \geq 10 \phi$
Aceros tipo III y IV	$r \geq 13 \phi$

Los aceros endurecidos por tratamiento mecánico en frío (estirado o retorcido) no deben ser calentados para doblarlos o cortarlos. Ningún tipo de acero debe ser enderezado y doblado nuevamente, porque se fragiliza en exceso al acumular deformaciones permanentes en un mismo sector. Todos los tipos de acero pueden soldarse, pero en cada caso es necesario emplear técnicas apropiadas, cuya discusión excede nuestros objetivos. (25).

Todas las barras deben llevar ganchos; y en los extremos de piezas que puedan funcionar como riostras o encadenados deben prolongarse suficientemente y "envolver" al nudo (26). Se debe evitar las barras dobladas en ángulos entrantes junto a la superficie interna, por la tendencia a rectificarse que origina la rotura del hormigón. Si, pese a todo, son necesarias, se dispondrá estribos o armaduras suplementarias para transferir los esfuerzos a las zonas comprimidas, fig. 7.1.

Las armaduras deben fijarse firmemente entre sí por ataduras u otro procedimiento idóneo, de modo que permanezcan en la posición prevista por el proyecto durante todo el proceso desde el armado hasta la colocación y endurecimiento del hormigón. En ocasiones será necesario agregar barras o estribos suplementarios "de montaje" para asegurar la indeformabilidad del conjunto.

Durante el proceso de armado se controlará la colocación de estribos, especialmente en los nudos, zonas de fuerte curvatura y

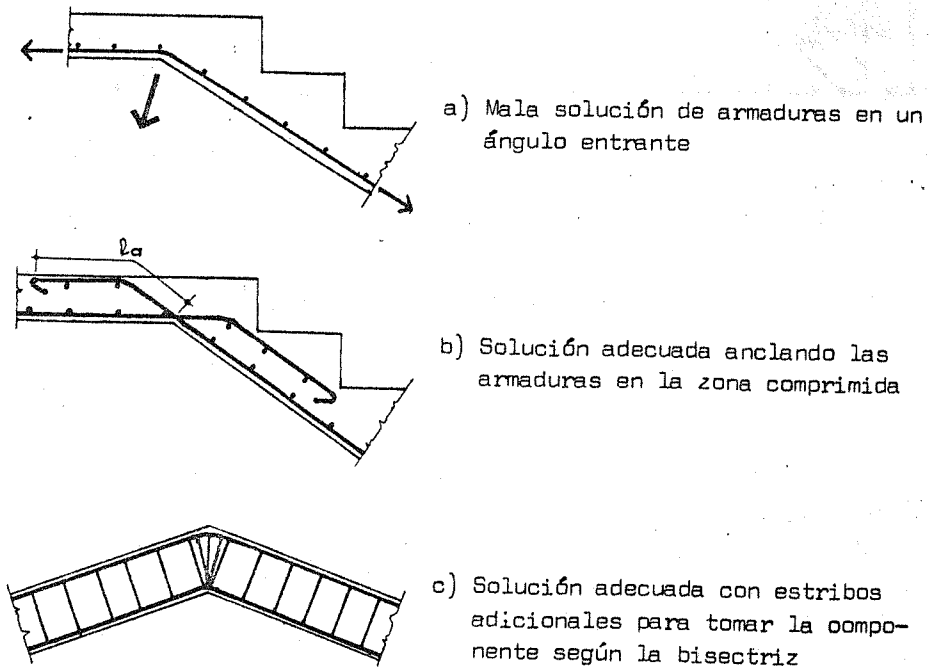


Fig. 7.1 Armaduras en ángulos entrantes

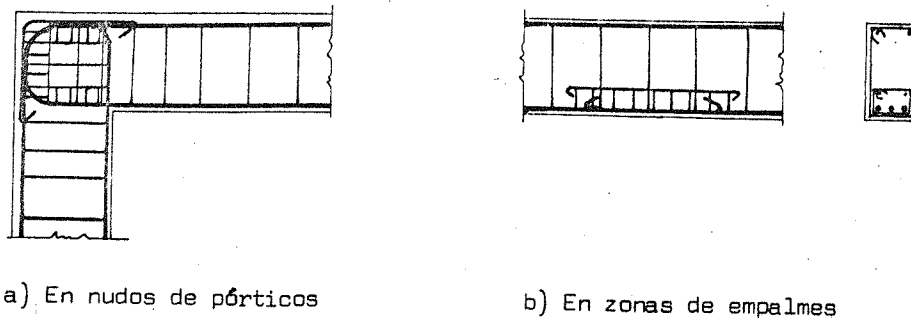


Fig. 7.2 Estribos de costura

empalmes. En ocasiones será necesario colocar estribos suplementarios "de costura", fig. 7.2., para soportar las concentraciones de tensión que allí se originan.

Ninguna pieza de hormigón armado deberá tener junto a la su superficie armaduras separadas más de 30 cm. Si se trata de secciones delgadas de hormigón visto, la separación debe ser aún menor. De otro modo se producen fisuraciones inevitables por retracción o movimientos térmicos, que el cálculo habitualmente no contempla, pero no por ello son menos evidentes y perturbadores del buen funcionamiento estructural. Por eso en vigas o tabiques deben colocarse armaduras "de piel" paralelas a la armadura principal, en las caras; formando una malla con los estribos con la separación indicada.

Las armaduras serán montadas en obra colocando todos los soportes temporarios necesarios para conservar su forma, y evitarles esfuerzos indebidos. No podrán torcerse, o deformarse más allá del límite de elasticidad, ya que las deformaciones permanentes producidas no pueden luego rectificarse. Tampoco deben dañarse las piezas de hormigón endurecido al manipular con sus armaduras para montar otras nuevas. En algunos casos será necesario retirar estribos o armaduras secundarias para permitir los desplazamientos necesarios, pero deben ser reinstalados inmediatamente.

Se admite para todas las dimensiones y posiciones de las barras una tolerancia de 2,5 cm (27).

El espacio libre entre armaduras será suficiente para permitir el llenado y, cuando deben colocarse en más de una capa, las barras se dispondrán superpuestas en la misma vertical por tal motivo. En las zonas de fuerte concentración de armaduras, como los nudos, es necesario verificar la posibilidad de llenado con un hormigón de consistencia razonable y, en su caso, abrir ventanas horizontales en el encofrado.

Aunque se originan algunas dificultades de coordinación entre gremios, es aconsejable concluir el armado de los nudos, en especial la colocación de estribos, antes de completar sus encofrados.

Al montar las armaduras se dispondrán separadores adecuados para mantener los recubrimientos necesarios. Estos pueden ser metálicos o mejor pequeñas piezas premoldeadas de hormigón o material plástico. No deben admitirse piedras, trozos de mortero endurecido ladrillos o baldosas para ese fin. Los separadores metálicos tie-

nen el inconveniente que deben ser retirados luego de endurecido el hormigón, reparando convenientemente la superficie, para evitar su oxidación por falta de recubrimiento.

Para posibilitar un anclaje eficaz las barras deben llevar ganchos y prolongarse en tramos rectos que dependen de la posición en la estructura, porque las condiciones de llenado favorecen o no la adherencia entre hormigón y armaduras, fig. 7.3. Los ganchos sólo son eficaces si están rodeados de una masa de hormigón suficientemente confinado. Para eso es necesario el estribado denso en esas zonas y volver los ganchos de las barras periféricas hacia el interior.

Dentro de lo posible las barras de tracción no deben tener empalmes. Si son imprescindibles, se los ubicará en las zonas de menores solicitaciones; nunca en las partes dobladas o curvadas. Se admite una barra empalmada cada cinco en una sección dada y hasta dos empalmes en cada barra, con una separación mínima de 4 m entre sí.

Los empalmes pueden ser por yuxtaposición, por soldadura y mediante manguitos roscados. Los más comunes son los primeros; los últimos rara vez se utilizan en obras corrientes. Expusimos las longitudes de anclaje y empalme, así como sus detalles constructivos en el capítulo V; y a él nos remitimos.

7.5. - CONSTRUCCIONES METÁLICAS (28)

Material

En general se emplea acero común A37 para las construcciones metálicas, pero debe certificarse su procedencia, porque suelen aparecer en el mercado materiales de descarte, que han ocasionado o agravado numerosos accidentes (29). Debemos tomar en cuenta especialmente su soldabilidad, ya que la mayoría de nuestras construcciones metálicas son soldadas.

Trazado y conformación

El material debe ser cortado y conformado con precisión suficiente de acuerdo al proyecto; cualquier modificación necesaria

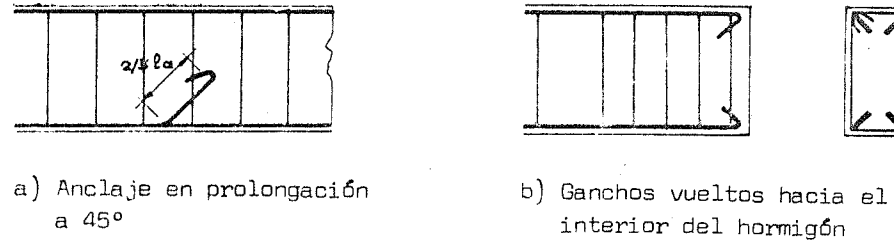


fig. 7.3 - Disposiciones para favorecer el anclaje

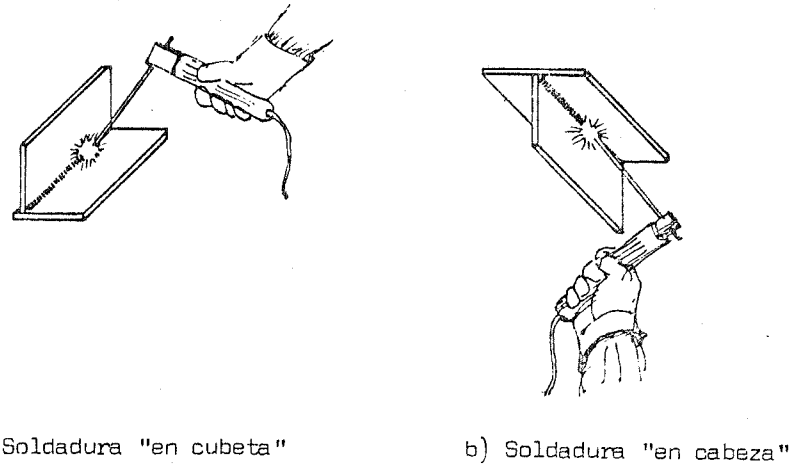


fig. 7.4 - Condiciones de ejecución de las soldaduras

por razones constructivas debe ser consultada con el proyectista y se dejará debida constancia. El equipo empleado debe ser adecuado a la importancia de la obra y a la precisión necesaria. En general se preferirán los medios mecánicos para el corte, perforado y conformación.

Preparación

Antes de armar las partes es necesario proceder a la limpieza de rebabas, virutas, marcas de laminado; así como a la eliminación de zonas fragilizadas o fisuradas por operaciones de punzonado o cizallado. Para eso puede emplearse esmeril o lima, en contadas ocasiones, cincel. Este tipo de preparación es muy importante en estructuras como las que nos ocupan, sometidas a intensas acciones dinámicas, para evitar o disminuir todo efecto de entalladura y concentración de tensiones, que reducen notablemente la ductilidad. Por esa misma razón debe evitarse el marcado con cinceles o cortafríos.

Las superficies de las uniones deben ser adecuadamente preparadas para un asiento correcto. Normalmente basta con un corte de sierra bien ejecutado, pero puede ser necesario un cepillado mecánico en casos de mucha precisión.

Uniones abulonadas

En general los agujeros deben ser taladrados, pero puede admitirse el punzonado en chapas de espesor menor de 10 mm siempre que se elimine por escariado todo el material fragilizado. Habitualmente bastará con escariar el agujero hasta un diámetro mayor en 2 mm al punzonado (30). Los agujeros deben presentar perfecta coincidencia. Para eso es preferible perforar ambas piezas simultáneamente. Si se producen errores, deben rectificarse por escariado, nunca forzando un mandril, o peor, el bulón. Debe observarse escrupulosamente todas las exigencias relativas a separaciones, longitud mínima de los bulones, etc., ya indicadas.

En cuanto a la unión en sí, los principales detalles de ejecución son la colocación de arandelas apropiadas y el ajuste. Para este último es necesario disponer de llaves adecuadas, tanto en tipo como en dimensión, para sujetar firmemente cabeza y tuerca y ejercer un par de apriete suficiente con un esfuerzo razonable por

parte del operario. Es importante también controlar la colocación de chavetas, arandelas de presión o el bloqueo de roscas, cuando cosa sea pedida en el proyecto.

Si se trata de uniones por tornillos de alta resistencia, es imprescindible contar con llaves dinamométricas o automáticas, debidamente contrastadas y con operarios bien entrenados en su ejecución.

Uniones soldadas

Nos referiremos a las soldaduras de arco con aporte exclusivamente.

Para la ejecución de soldaduras de buena calidad es necesario contar con equipos adecuados, tanto por su tipo como por la potencia y regulación. Al elegirlos debe tenerse en cuenta que en general las máquinas estáticas son menos versátiles y permiten menor calidad en las soldaduras. También es imprescindible controlar la soldabilidad del material base, que puede llevarse a cabo por medio de sencillos ensayos de plegado en el mismo taller. Los electrodos a emplear serán escogidos en función de las especificaciones del proyecto, posición y tipo de soldadura y composición del material base. Todo este tipo de cuestiones debieran ser discutidas con el proyectista.

Los operarios soldadores deben ser suficientemente capacitados y experimentados; sólo deben emplearse para la ejecución de soldaduras en elementos estructurales aquellos que aprueben los exámenes de aptitud pertinentes, que deberán repetirse cada vez que el período de inactividad supere los 3 meses. Tanto el director técnico como el constructor deben controlar frecuentemente la calidad de las soldaduras e instruir a los operarios al respecto.

Toda pieza a soldar requiere preparación previa. Debe estar seca, libre de pintura, limpia de materias extrañas, incluso óxido, sin rebabas ni irregularidades que dificulten el alineamiento. Los bordes de chapas de espesores mayores que 5 mm requieren un achaflanado o preparación especial, que puede hacerse por esmerilado o corte a soplete. Esta preparación tiene por objeto permitir la penetración correcta y la uniformidad del cordón. Aún las piezas que se unirán en obra deben ser preparadas en taller.

El armado de conjuntos debe hacerse en bancos o matrices adecuados, que permitan las soldaduras en posición horizontal. (En "cubeta"). Las soldaduras "en cabeza" deben ser evitadas en lo posible y en todo caso asignarles los mejores operarios; fig. 7.4. Los bancos de montaje deben permitir el movimiento de las piezas por el calentamiento y enfriamiento de las soldaduras, de tal modo que vengán a quedar en su posición definitiva sin necesidad de enderezados o forzaduras posteriores. Es fundamental establecer un orden de soldadura adecuado y evitar los excesos en sección o en longitud de los cordones, para reducir los efectos térmicos. También se debe evitar el cruce de cordones, interrumpiendo el menos importante, para evitar concentraciones de tensiones.

Luego de enfriado el cordón debe limpiarse cuidadosamente la escoria depositada, inspeccionando y retocando los poros o defectos que aparecieran. Esta operación debe ser muy minuciosa si la soldadura se realiza en varias pasadas. En definitiva los cordones deben ser uniformes, de superficie lisa, sin poros, oclusiones de escoria ni irregularidades superficiales. Para evitar efectos perniciosos en el flujo de tensiones y en la retracción, la superficie del filete debe ser plana o ligeramente cóncava en los cordones de ángulo, y rigurosamente plana en los cordones de tope. Se limitará el mecanizado posterior a lo indispensable, pero habrá que eliminar los defectos superficiales, las gotas adheridas a las superficies de las piezas y rectificar las superficies de apoyo entre partes.

Las soldaduras de campo deben limitarse todo lo posible, en todo caso serán siempre en posiciones cómodas y en cubeta (horizontales en posición más baja que el soldador). A ellas debe destinarse la mejor mano de obra, seguida de un control riguroso. Las superficies deben estar limpias y secas, adecuadamente preparadas y el lugar protegido del sol, viento, lluvia, nieve o polvo para asegurar razonable comodidad al soldador y eficiencia al equipo. No se admite efectuar soldaduras si la temperatura es inferior a -4°C , por el peligro de fragilización o roturas debidas al enfriamiento brusco.

Las piezas soldadas no deben ser golpeadas o puestas en carga mientras se encuentran a temperatura elevada; como regla práctica, mientras hierva una gota de agua depositada en ellas. Tampoco es admisible acelerar el enfriamiento por ningún medio salvo expresa prescripción del proyecto.

Protección

Las estructuras metálicas deben recibir un tratamiento protector adecuado. Para la mayor parte de las construcciones en zonas áridas basta pintura en dos capas de imprimación y una de acabado. En zonas húmedas o cuando el ambiente sea agresivo se colocarán dos capas de terminación o bien puede ser exigible otros tipos de protección: galvanización, zincado, etc. Si el proyecto no especifica otra cosa, debe aplicarse cuando menos las tres capas de pintura que se indicaron. Puede hacerse en taller, pero se retocarán adecuadamente en obra todos los desperfectos ocasionados durante el montaje. En general las superficies en contacto con el hormigón no deben pintarse.

Tan importantes como los recubrimientos protectores resulta una apropiada ejecución de las piezas, para impedir la acumulación de agua o suciedad y facilitar los desagües, en especial si la construcción está a la intemperie. Es necesario prever conductos de desagües para los espacios cóncavos cerrados, o rellenarlos (con masilla o mortero).

Análogo cuidado requieren los elementos accesorios: babetas, cubrejuntas, cubiertas, etc. Todos ellos son atacables en mayor o menor medida cuando son metálicos por diversas causas: la cal o el cemento de morteros y hormigones atacan al aluminio, al zinc y al hierro galvanizado; el contacto directo en condición húmeda de metales distintos produce corrosión galvánica, etc. En todos los casos tres capas de pinturas bituminosa bastan para asegurar la protección necesaria. Para las cubiertas de aluminio sobre estructura de acero la mejor protección es la pintura de la estructura conforme hemos indicado y emplear para la fijación de las chapas grampas y ganchos de hierro cadmiado o de aluminio.

Montaje

Durante la carga, transporte, descarga, almacenamiento y montaje las piezas estructurales no deben ser sometidas a sollicitaciones excesivas, ni tampoco abolladas, torcidas o dañadas. Hay que proteger especialmente los puntos de fijación de elementos de izaje; y es conveniente prever amarras adecuados en la construcción de las piezas.

Al montar las estructuras se debe comprobar la correcta colocación de todas las partes y la estabilidad del conjunto durante la erección. Los apoyos provisionales y uniones de montaje sólo pueden retirarse cuando la estructura se encuentra ya en condiciones de autoportarse. Sólo puede iniciarse la ejecución de uniones de finitivas cuando la estructura se encuentra presentada, alineada, aplomada y nivelada correctamente conforme al proyecto.

El descimbrado y remoción de puntales o apoyos provisionales debe efectuarse de modo que la estructura entre en carga sin perturbaciones o esfuerzos anormales. Es prudente consultar el plan de trabajo con el proyectista.

Concluido el montaje se rellenarán con mortero u hormigón todos los espacios libres entre chapas de apoyo o piezas similares y estructuras de hormigón o albañilería, para cerrar todo intersticio en el que se pueda producir corrosión.

7.6. - CONSTRUCCIONES DE MADERA

Las principales recomendaciones para la construcción se refieren al cumplimiento escrupuloso de las indicaciones que efectuamos en el capítulo V, referentes a uniones, vínculos y protección, cuya ejecución debe ser muy controlada. Y a falta de especificación de los detalles respectivos en el proyecto, aconsejamos resolverlos siguiendo esos criterios.

Como recomendación propia de la etapa constructiva queda la elección de la madera en cuanto a calidad. No debe tener nudos, grietas o defectos significativos; ni estar atacada por agentes biológicos (carcomas, mohos, insectos taladradores, etc.). Tampoco debe utilizarse madera verde o mal estacionada. La madera con defectos mecánicos sólo puede utilizarse para fines secundarios, no estructurales.

7.7. - LAS INSTALACIONES

Ya hemos tratado todos los aspectos relacionados con el tema en el capítulo V y en el presente, en cuanto se refiere a su relación con la obra de albañilería. Como criterio general enfatizamos que las instalaciones son parte de la obra y no pueden ser ig-

noradas ni al proyectarla ni al ejecutarla en ninguna de sus partes. Una vigilante previsión y el convencimiento sobre la importancia de los daños que afectan el comportamiento de la construcción por parte de los constructores son el único e inevitable camino para desterrar prácticas que, por generalizadas, parecen haber alcanzado el status de aceptables, cuando son extremadamente peligrosas. Tal vez refuerce ese convencimiento el hecho que es más económico aún en costos directos evitar las destrucciones, parches y remiendos que la falta de coordinación entre gremios ocasiona. En realidad sólo cuesta un poco más de imaginación y esfuerzo mental. Cuando lo hayamos comprendido, habremos dado un paso significativo en el logro de seguridad real para nuestras obras.

7.8. - LAS OBRAS EXISTENTES

El mejor conocimiento de la acción sísmica sobre las construcciones obliga a replantear la situación de los edificios existentes. Estos forman una parte muy importante del patrimonio de la sociedad. Exigir su ajuste a las condiciones impuestas por los reglamentos actuales puede representar una carga muy severa para la economía de la región; pero no hacerlo representará costosísimas e irreparables pérdidas en caso de un terremoto. Quede esto bien claro: las actuales exigencias representan las condiciones mínimas de seguridad para evitar pérdidas de vidas y reducir los daños a límites económicamente admisibles (31).

Por otra parte, es materialmente imposible reemplazar los edificios que no cumplen con estas condiciones en un plazo razonablemente corto. Una sana conciencia cívica, necesaria en todos los niveles, exige proceder con extrema prudencia pero con energía, para reforzar en primer término aquellos edificios cuya situación sea más peligrosa. Al margen de la responsabilidad del Estado, el que debería definir una política de estudio, refuerzo y mantenimiento de los edificios, en especial los de carácter público, y también los privados (32), el profesional debe asumir alguna actitud al respecto en forma individual.

Usualmente la ocasión llega cuando debemos proyectar o construir modificaciones de una obra existente. Es importante que tomemos conciencia de esta responsabilidad tan delicada, ya que es preciso recurrir al buen criterio en mayor medida que cuando se trata de obras nuevas.

Algunas reglamentaciones de construcción sólo admiten modificaciones estructurales si la obra existente no es de adobes y cuenta con un mínimo de estructuras de vinculación. Este criterio debería ser generalizado a todas las áreas urbanas de regiones sísmicas y aunque no se lo haga oficialmente, los profesionales deberían ser concientes de la peligrosidad de modificar construcciones de adobe (33). Supuesto entonces que se admite la posibilidad de modificación, existen varias circunstancias que deben ser consideradas:

Importancia relativa de la modificación frente a la obra existente

Es evidente que cuanto más importante sea la obra nueva respecto de lo existente, menor repercusión tienen las exigencias de refuerzo de la obra primitiva. Al propio tiempo, más se justifica su realización porque mayor resulta la inversión final. Debemos considerar tanto el costo de las obras a realizar como el efecto sísmico que en ellas se origina. Este último puede valorarse por el peso de la nueva construcción.

También interesa calificar la modificación desde el punto de vista de la alteración estructural de lo existente; desde el extremo en que no se afecta ningún elemento portante, hasta aquel en que se cambian los mecanismos de resistencia (34). La primera situación, que requiere menos precauciones -también menor inversión- permite exigencias y comprobaciones menos severas. La otra, por el contrario, exige una profunda revisión y probable refuerzo de toda la estructura. Cuando se afectan elementos que colaboran sólo para cargas verticales o bien, si forman parte de los mecanismos resistentes para la acción sísmica, no se modifica significativamente su rigidez, nos encontramos en una situación intermedia. Su juzgamiento es delicado y aunque puede aceptarse menor rigurosidad en este caso que en el último, se debe asegurar prudentemente que no hay alteración significativa de las rigideces.

Podemos asignar entonces los siguientes grados de importancia:

Modificaciones de poca importancia, cuando el valor económico o el peso Q de la obra nueva superen el 10 % de la obra primitiva y siempre que no se afecte ningún elemento estructural.

Modificaciones de mediana importancia, cuando el valor o el peso superen el 10 % y hasta el 50 % de la obra primitiva y siempre que las alteraciones de elementos estructurales no modifiquen sustancialmente los mecanismos de resistencia.

Modificaciones importantes en todos los otros casos.

Calidad sismorresistente de la obra primitiva

Cuanto mayores garantías ofrezca la construcción de soportar acciones sísmicas sin daños, más simple resulta el proyecto de una modificación. No es necesario entonces estudiar refuerzos de lo existente, y sólo hay que tomar en cuenta la perturbación que la modificación puede ocasionarle. Eventualmente será conveniente independizarla. Cuando la construcción resulte dudosa o ciertamente insuficiente se hace necesario pensar en su consolidación, sea por propia obra nueva, sea con refuerzos estructurales en la obra original. Debe tomarse en cuenta que los refuerzos de estructuras existentes son muy costosos, ya que casi siempre afectan las terminaciones, que deben ser rehechas. Desde este punto de vista interesa considerar tanto la calidad de proyecto, como la calidad de ejecución

Una obra puede considerarse de buena calidad si en el proyecto se tuvo en cuenta la acción sísmica conforme a las exigencias del Código vigente, se diseñó un mecanismo resistente suficiente y la construcción lo reprodujo fielmente con una razonable prolijidad en la ejecución de los detalles. Además no debe mostrar signos de fallas o defectos notables como fisuras, asentamientos, desplazamientos, etc.

Como obras de calidad intermedia puede calificarse aquellas cuyo proyecto no ha tenido en cuenta las exigencias del Código vigente, pero tienen un mecanismo resistente completo que cumple con las anteriores reglamentaciones y por haber sido ejecutadas prolijamente en todos sus aspectos permiten suponer una ductilidad razonable. Además no deben mostrar defectos como fisuras o desplazamientos que evidencien un comportamiento extraño al mecanismo estructural original.

Se puede calificar como obras de baja calidad aquellas que, proyectadas de acuerdo al Código vigente, al menos formalmente, presentan averías por ejecución defectuosa que comprometen su seguridad estructural; o bien su construcción no reproduce las hipótesis estructurales.

Obras de mala calidad resultan aquellas que no fueron proyectadas de acuerdo al Código y su construcción es defectuosa.

Ciertamente esta clasificación no toma en cuenta todavía la

capacidad resistente de la obra, pero la califica; y permite suponer el grado de ductilidad que es dable esperar de ella. En obras de calidad buena o intermedia podemos considerar la colaboración de lo existente. En obras de calidad baja se la acepta, pero toman en cuenta las desvinculaciones producidas por las lesiones y las condiciones de vínculo efectivamente materializadas. En obras de calidad mala no se acepta ninguna colaboración de lo existente para resistir las fuerzas horizontales.

Capacidad resistente de la obra primitiva.

Nos interesa evaluar la capacidad resistente para acciones horizontales, que tiene la construcción existente en el momento que se la estudia. Tomaremos los esfuerzos que se producen según el método estático y los compararemos con la capacidad resistente de las piezas que los soportan. Nuestro indicador es el cociente:

$$r = \frac{\sigma_{ad}}{\sigma_{mx}} \cdot 100\% \quad \text{ó} \quad \frac{\tau_{ad}}{\tau_{mx}} \cdot 100\% \quad \text{ó} \quad \frac{S_r}{\gamma S_{mx}} \cdot 100\%$$

donde

σ_{ad}, τ_{ad} representan las tensiones admisibles

σ_{mx}, τ_{mx} representan las tensiones máximas para la acción según el Código

S_r es la sollicitación de rotura

γ el coeficiente de seguridad según Código

S_{mx} el esfuerzo máximo

del que corresponde tomar el valor mínimo en toda la estructura. En esta evaluación ha de considerarse los mecanismos resistentes realmente presentes, habida cuenta de las desvinculaciones producidas por los eventuales daños y las condiciones de vínculo que efectivamente se materializaron en la construcción.

Toda obra existente habilitada debería estar en condiciones de soportar como mínimo el 60 % de la acción exigida por el Código para encontrarse en condiciones límite de seguridad. De otro modo los riesgos para sismos relativamente poco intensos serían muy grandes (36).

Aquellas obras existentes que son capaces de soportar, cuando menos el 80 % de las exigencias del Código, están en condiciones de seguridad baja, pero tolerables con algunas restricciones.

Aquellas construcciones capaces de resistir las acciones previstas por el Código tienen seguridad suficiente.

Para las construcciones del primer grupo, siempre que su calidad sea intermedia al menos, no es de esperar el colapso, pero sí daños muy severos con probable inutilización. No debería aceptarse que ningún edificio clasificado en el grupo A (edificios públicos; etc.) estuviera en esas condiciones.

Los daños en el segundo grupo serán notables y de reparación costosa, aunque pueda aceptarse ese riesgo si la obra ya se encuentra parcialmente amortizada, la inversión para reforzarla es grande y siempre que su calidad sea al menos intermedia.

Tomemos nota además que análogos criterios pueden aplicarse a la recuperación de estructuras que soportaron un terremoto; y que a veces la reparación o refuerzo de una sola pieza puede significar el cambio en la calificación resistente original. Puede aceptarse que en estos casos no se cumpla con la totalidad de las exigencias del Código; pero será al precio de daños grandes cuando ocurran sismos intensos. Por eso cuando mayor sea la importancia de la modificación y peor la calidad de la obra, más se debe acercarse al cumplimiento reglamentario completo. Las modificaciones siempre deben satisfacer todas las exigencias constructivas, en especial los encadenados y siempre se debe verificar sus condiciones de seguridad.

Las excepciones reglamentarias tolerables son: (37)

- Falta de encadenados en los muros de cerramiento no portantes.
- Falta de encadenados en intersecciones de muros portantes.
- Encadenados con separaciones mayores que las exigidas en cuanto a dimensiones y superficies máximas del panel enmarcado.
- Considerar portantes aquellos muros de 20 cm de espesor mínimo a los que falte un encadenado extremo, si la tensión tangencial máxima no supera $0,1 \sigma_g$, donde σ_g es la tensión normal debida a cargas permanentes.
- Disminuir los coeficientes de seguridad hasta los límites indicados en "capacidad sismorresistente".

Estas tolerancias no pueden aplicarse indiscriminadamente. A modo de orientación y supuesto entonces que el edificio puede ser modificado, proponemos el siguiente criterio práctico:

- a.- Construcciones de buena calidad
- a.1. La modificación fue completamente prevista en el proyecto original: sólo cabe realizar una inspección para detectar posibles defectos y corregirlos.
 - a.2. La modificación no formaba parte del proyecto original, o éste no estaba totalmente desarrollado (38).
 - Si se trata de una reforma de poca importancia, basta comprobar que la excentricidad de cálculo en cada sentido de la construcción terminada no es mayor que la original.
 - Si se trata de una reforma de importancia intermedia o grande, o, si en el caso anterior, la excentricidad aumenta, debe realizarse la comprobación completa ajustándose al Código.
- b.- Obras de calidad intermedia
- b.1. Si las condiciones de seguridad son límite, sólo se debería admitir modificaciones de poca importancia independientes. Para modificaciones más importantes se debería reforzar toda la construcción hasta cumplir con la seguridad exigida por el Reglamento.
 - b.2. Si la seguridad estructural es baja, cualquier modificación es posible, pero con las siguientes alternativas:

Modificaciones de poca importancia: comprobar que la excentricidad de cálculo en cada sentido de la obra completa no es mayor que la original; en caso contrario, proyectarla independiente o comprobar en forma completa el edificio de modo que al menos tenga igual seguridad que el original. Las modificaciones intermedias deberían proyectarse para que la obra completa alcance al menos la misma seguridad que el edificio original, o bien independientes. Las modificaciones grandes deben ser proyectadas de modo que la totalidad de la obra cumpla con las exigencias reglamentarias relativas a seguridad estructural.
- c.- Obras de baja calidad
- c.1. Si las condiciones de seguridad son límite, se puede admitir modificaciones independientes de poca importancia, previa reparación de los daños estructurales para evitar el progreso

del deterioro. Otras modificaciones se admiten siempre que la obra completa verifique las condiciones de seguridad reglamentarias y se efectúen las reparaciones necesarias. Al comprobar la seguridad se tomarán en cuenta los mecanismos que realmente existen.

- c.2. Si la seguridad es baja, se puede admitir modificaciones de mediana importancia a realizar en forma independiente, pero debería repararse la construcción existente para restituir la resistencia de proyecto. Las modificaciones importantes deberían proyectarse de modo que la obra completa verifique las condiciones del Código, tomando en consideración los mecanismos estructurales que realmente existen en la construcción original. Además la obra debe ser reparada para evitar el progreso del deterioro.
- d.- Obras de mala calidad.

Si las modificaciones son pequeñas, se deberían realizar en forma totalmente independiente, pero mejorando las condiciones de seguridad de la obra original, al menos para resistir el 60 % de las cargas de Código.

Si la modificación es mediana o grande, debería demolerse la construcción existente o proyectar las nuevas estructuras de modo que tengan la capacidad resistente total exigida reglamentariamente.

El diseño estructural y constructivo

Ya hemos expuesto todas las nociones necesarias para el logro de un buen diseño; y en principio son igualmente válidas en el caso de una modificación de obra. Es necesario tener en cuenta, sin embargo, que la construcción existente condiciona el proyecto de las modificaciones, a veces fuertemente. En la mayor parte de los casos es preferible independizar la obra nueva, pero en ocasiones no es posible por razones funcionales o porque la ampliación debe reforzar lo existente.

Cualquiera sea la situación, el diseño debe tomar en cuenta las condiciones que impone la parte construída, en particular, los mecanismos de resistencia disponibles, las características de construcción y los eventuales refuerzos o reparaciones necesarios para producir una obra sana y sencilla. Tal vez la mayor dificultad sea lograr detalles constructivos suficientemente simples para fa-

cilitar su ejecución. Una adecuada elección de materiales suele ser conducente ya que las mayores dificultades se originan en estructuras de hormigón armado y albañilería.

No es conveniente proyectar empotramientos entre construcciones existentes y nuevas de hormigón armado, por las dificultades de lograr una continuidad efectiva y por los peligros que supone de moler parcialmente el hormigón endurecido. Normalmente sólo es posible aspirar a una transmisión de esfuerzos de corte y normales que deben ser estudiados con todo cuidado para evitar deterioros con el tiempo. Tampoco se debe descuidar las deformaciones por las cargas verticales sobre la construcción nueva, los movimientos por temperatura y la retracción del hormigón o de la albañilería. Debe tomarse en cuenta todas las recomendaciones para lograr ductilidad en las uniones, cuidando especialmente los anclajes de armaduras y el estribado de los nudos.

Cuando la modificación forma parte de la estructura existente, se requiere dosificar cuidadosamente la rigidez y la resistencia de los elementos agregados para evitar las torsiones en la obra terminada. Esto exige determinar las rigideces de los elementos existentes, tomando en cuenta las condiciones reales de vinculación que ellos poseen. Por otra parte, es conveniente revisar tanto el proyecto como la ejecución de la construcción existente, pues no siempre la documentación disponible representa fielmente lo construído y muchas veces las hipótesis de cálculo no han sido materializadas (39).

Generalmente los problemas constructivos en estructuras de madera o metal son mucho más simples que en hormigón armado o albañilería. Casi siempre es posible agregar piezas de empalmes sin inconvenientes, con lo cual, aún cuando las modificaciones no estén previstas en el proyecto original, los detalles son relativamente sencillos. Por eso es conveniente dedicar nuestra atención a las construcciones de hormigón y albañilería. Todo es más simple si el proyecto prevé las modificaciones. Eso supone que adoptamos algunas disposiciones constructivas en el proyecto original para facilitar los empalmes.

Empalmes de vigas y columnas

Suele dejarse la armadura en una prolongación de la pieza fig. 7.5., construída en hormigón pobre o "quemado" para facilitar

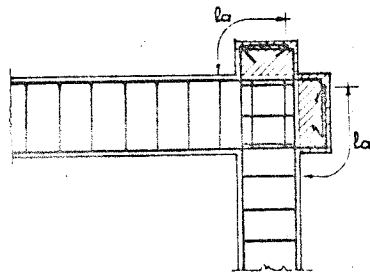
su demolición posterior. Las armaduras deben revestirse siempre con varias capas de lechada, mortero o bien pintura para protegerlas, ya que el hormigón pobre no inhibe la corrosión. Siempre debe quedar la longitud de anclaje como mínimo y se debe preferir soluciones que eviten el enderezado de las barras. El estribado de la porción a demoler debe ser el mínimo necesario para evitar el movimiento de las barras durante el hormigonado y una fisuración excesiva al endurecer.

Si puede prepararse una unión soldada, la demolición y sus inconvenientes pueden ser mínimos. Estas uniones, fig. 7.7., permiten desarrollar un cierto empotramiento. Las longitudes de cordón entre las barras y el conector y entre éstos deben ser suficientes para transferir los esfuerzos con un incremento del 50 % (40). Otra solución posible en vigas, es dejar prevista una articulación, con todos los refuerzos del caso, fig. 7.6.

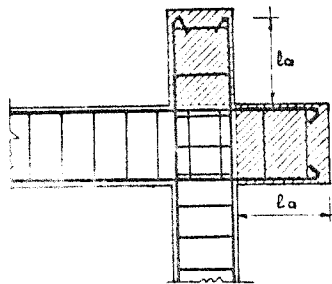
Existe entonces una infinidad de posibilidades, muchas de ellas derivadas de la tecnología de la prefabricación y sus uniones, que fueron expuestas en páginas anteriores y que permiten resolver correctamente y sin comprometer lo existente la necesidad de prolongar o apoyar una nueva estructura. Condición indispensable para ello es haber proyectado la obra original tomando en cuenta la futura ampliación.

Cuando tal previsión no ha sido hecha en lo constructivo o en lo estructural -en este último aspecto puede ocurrir que las cargas previstas sean insuficientes (41)-, la ampliación se torna más difícil y comprometida. Los refuerzos y demoliciones de la construcción existente de hormigón armado son siempre costosos y delicados, ya que se afecta casi inevitablemente a la construcción restante. El tema en sí es extenso y ha sido tratado en varios textos (42). Es prudente, sin embargo, que señalemos algunos criterios.

La demolición debe limitarse a lo estrictamente indispensable, no tanto en volumen como por sus efectos. Es decir, no afectar al hormigón remanente, para lo cual es indispensable contar con herramientas adecuadas, bien afiladas, los golpes deben ser suaves y bien dirigidos, con mazas de peso razonable. Mazas excesivamente pesadas propagan la fisuración mucho más lejos del plano de corte. No se trata de demoler sino de cortar hormigón endurecido para alojar otras armaduras (43). Los cortes deben ser limpios y producir superficies planas debidamente orientadas para favorecer la transmisión de los esfuerzos. El hormigón nuevo debe tender a a



a) Armaduras recubiertas con hormigón pobre (dobladas solo con acero dulce, AI)



b) Armaduras recubiertas con hormigón pobre (acero de alta resistencia, sólo barras rectas)

Fig. 7.5 Empalmes de armaduras previstos en la obra original

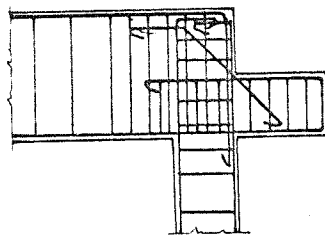
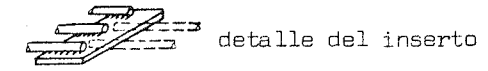
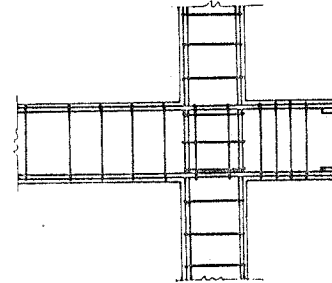
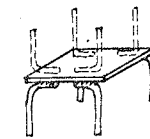
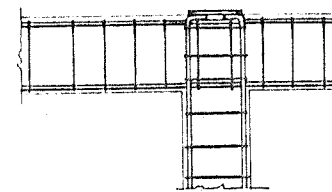


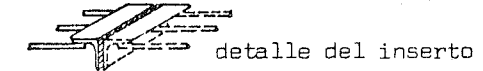
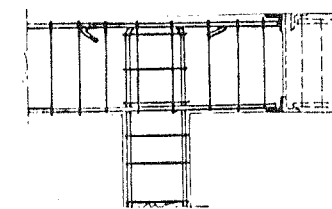
Fig. 7.6 Ménsulas de apoyo para ampliaciones de obra



a) Insertos metálicos en barras de vigas



b) Insertos metálicos para prolongar columnas



c) Insertos de ángulos metálicos en vigas o columnas

Fig. 7.7 Insertos metálicos para solucionar la prolongación de armaduras

cuñarse en el viejo cuando la estructura entra en carga, pero sin producir esfuerzos excesivos en éste que pudieran fracturarlo por tracción en planos paralelos a la dirección del esfuerzo. Jamás se debe afectar las armaduras, por lo cual es necesario proceder con todo cuidado en las etapas correspondientes. Normalmente no se modificarán o volverán a doblar armaduras existentes (Jamás las de aceros especiales) y en caso de hacerlo, hay que adoptar toda clase de precauciones para evitar la fragilización del acero: temperatura adecuada, etc. Si se empalman las nuevas barras por soldadura, el procedimiento debe ser adecuado al tipo de acero empleado. La unión debe ser luego cosida con armaduras transversales generosamente dimensionadas. El cumplimiento de las exigencias sobre empalmes, estribado, etc., debe ser aún más estricto por los problemas de adherencia entre el hormigón nuevo y el viejo. Estos criterios deben reflejarse en la redacción del proyecto en el que tienen que quedar claramente detalladas las características de cada uno de los empalmes a ejecutar.

7.8. - EL CONTROL DE LAS OBRAS

Hemos expuesto ya la necesidad de un control eficaz de las obras. Su objeto dentro de nuestro tema es asegurar la aplicación de criterios de proyecto y construcción que garanticen la seguridad ante acciones sísmicas.

Aunque consideramos que los sistemas actuales son teóricamente adecuados, la experiencia prueba con evidencia más que suficiente que su eficacia real es escasa (44). Por eso vamos a dedicar nuestra atención al tema, tratando de exponer criterios que permitan un control eficiente y ágil.

Aunque la idea de control va asociada a la acción de un tercero ajeno a la ejecución de la tarea, es ineludible una primera etapa de revisión y prueba por parte del responsable directo. Creemos que esta etapa no se cumple con excesiva frecuencia... Y estamos convencidos que no hay poder fiscalizador suficiente para forzar a bien obrar a aquel que no quiere o no sabe hacerlo.

Instancias de control

Tanto el proyecto de una obra como su ejecución deben ser

supervisados para verificar el cumplimiento de las condiciones de sismorresistencia. No cabe aquí remitirse a la "responsabilidad profesional" en lo referente al proyecto, como en alguna ocasión se ha pedido, porque está en juego la seguridad pública; el edificio ha de ser sometido a prueba fuera del control del proyectista y porque los procedimientos de dimensionamiento son normalizados para evitar mayor complejidad. Pero el control de proyecto debe ser inteligente además de completo.

Por otra parte es un hecho que la mayor parte del control actual se ejerce sobre el proyecto. La obra, que merece al menos tanta fiscalización como aquel, es casi completamente abandonada. En la mayor parte de las ocasiones los encargados de la fiscalización oficial carecen de formación para supervisar los procedimientos de ejecución. Las consecuencias están a la vista: la calidad de construcción ha ido empeorando paulatinamente y en ocasiones alcanzan niveles alarmantes.

Responsables del control

Hay dos ámbitos diferentes de responsabilidad en el control. Por un lado el sector oficial, que dentro de la estructura administrativa actual corresponde a las Municipalidades. Ellas ejercen la policía de construcción. Por otro el sector privado. El comitente de la obra por sí o por un representante idóneo ejerce su propio control.

Estos sectores no tienen intereses coincidentes, aunque debieran ser concurrentes. En consecuencia el objeto y los métodos de fiscalización son diversos en cada caso. Es naturalmente más importante la responsabilidad del poder público, pero nos parece que es hora de reclamar al sector privado una actitud de supervisión más enérgica en su propio beneficio. En definitiva, los edificios son tan seguros como el nivel medio de la sociedad exige... Tratemos que no sea un terremoto el suceso que obligue a cambiar nuestros patrones de medida, porque el precio podría ser muy alto.

Otra cuestión y no la de menor importancia es la idoneidad de los responsables del control. En el ámbito público sólo debería admitirse a graduados universitarios del más alto nivel (45) secundados por técnicos como inspectores, todos ellos suficientemente entrenados. Este es el único modo de lograr respeto y eficacia en una labor de enorme trascendencia. En el sector privado, los pro-

pietarios debieran aceptar que la supervisión de la obra es una tarea importantísima, que requiere personal capacitado, a veces varias personas y una inversión mínima para ser eficiente.

Criterios generales para que el control sea eficaz

Hemos definido dos ámbitos en los que debe ejercerse el control de las obras; y en principio los métodos y objetivos son necesariamente distintos, pero podemos enunciar algunos criterios comunes tendientes a mejorar su eficacia.

La única autoridad indiscutida es la que nace del voluntario acatamiento de aquellos que deben obedecerla. Esto sólo se logra si quien la ejerce está en condiciones de probar sólidos conocimientos en el tema; ello nos mueve a recomendar una actitud de estudio e investigación permanente que permita mantener actualizados los conocimientos de los responsables. Al mismo tiempo es necesario acrecentar la experiencia de obra para volcarla imaginativamente al trabajo de fiscalización.

Siempre se debe analizar el problema de lo general a lo particular. De nada sirve corregir los detalles si en el planteo global quedan defectos importantes sin observar.

Todas las exigencias se deben referir a la aplicación de normas claras, coherentes y aceptadas; o a la ejecución de los detalles de proyecto tal cual fueron especificados en la documentación. Nada irrita más que la exigencia caprichosa, mutante e irracional, y nada induce más al incumplimiento. Va de suyo un prudente criterio técnico para interpretar exigencias en orden a su aplicabilidad y oportunidad.

Es mucho más constructivo explicar y enseñar antes que corregir, ocasiona menos resistencias y es más convincente. Por eso nunca se debe llegar a antagonizar con la persona sometida a control; y el mejor modo de evitarlo es saber escuchar sus puntos de vista con correcta atención y buena dosis de humildad.

Todo lo anterior se debe lograr manteniendo la firmeza y sin transigir con las posiciones equivocadas. Ejercer de tal forma el control se convierte en un delicado ejercicio de relaciones humanas para el que es necesario no poca capacidad.

Control del proyecto

Una vez concluida la redacción del proyecto, es decir, elaborados los planos, planillas y especificaciones, el proyectista debe revisarlos detenidamente para corregir eventuales errores de diseño o de dibujo. Los principales temas a revisar son:

En cuanto al proyecto en sí:

La existencia de mecanismos estructurales completos para todas y cada una de las acciones posibles sobre la estructura y la materialización de los vínculos respectivos. La coherencia entre los vínculos, los sistemas estructurales propuestos y las hipótesis de cálculo.

Los criterios de vinculación y resistencia en partes de construcción, como muros, tanques de agua, balcones y voladizos, etc. El ajuste de los detalles constructivos especificados a los criterios de sismorresistencia.

El cumplimiento de las condiciones de equilibrio (suma de cargas = suma de reacciones) para el total de la estructura y para las partes

En cuanto a la presentación de la documentación:

Claridad de la presentación, en vista a su utilización en la obra y de acuerdo con los conocimientos de sus destinatarios. La documentación debe contener indicaciones claras acerca de la forma en que se interpretan las notaciones, símbolos y unidades. Coherencia entre las distintas partes de la documentación (46). Grado de cumplimiento de la documentación y errores u omisiones en el pasado en limpio.

Las oficinas responsables de la aprobación del proyecto durante el trámite del permiso de construcción deben revisarlo exhaustivamente, atendiendo a los siguientes aspectos principalmente:

Existencia de mecanismos estructurales completos y materialización de sus vínculos, para todas las acciones posibles sobre la estructura.

Coherencia entre la materialización de los sistemas y las hipótesis de cálculo. Coherencia entre éstas y la situación real de deformabilidad de los elementos estructurales en su relación con los elementos no portantes y entre sí.

Estabilidad de las partes aisladas o salientes. Ajuste de los encadenados y vinculaciones a lo especificado por el reglamento para la mampostería.

Verificación del análisis de cargas, en especial cuando se aparte de los valores medios indicados en el capítulo VI. Verificación del método de evaluación del efecto sísmico: coeficientes sísmicos, corte en la base y distribución en altura, determinación de rigideces y distribución de los esfuerzos entre los distintos elementos o sistemas (47). Verificación de la coherencia del procedimiento de cálculo como un todo único. Control de los coeficientes de seguridad y tensiones adoptados para todos los materiales componentes.

Estabilidad de las bases y cimientos, especialmente aquellas sometidas a momentos o esfuerzos de tracción significativos. Cumplimiento de las condiciones de equilibrio para la totalidad y las partes.

Claridad, grado de completamiento y calidad general de la documentación en vista a su utilización por los inspectores municipales durante la ejecución de la obra.

En esta revisión deben tener en cuenta la carencia de normas específicas para muchos de los temas relacionados con la construcción. Podemos sugerir la aplicación de normas extranjeras en subsidio, pero estas deben ser profundamente conocidas y comprendidas por los responsables del control. Mientras su vigencia no sea obligatoria el proyectista tendrá derecho a elegir otras; pero con la condición que sea realmente aplicable al tema en su país de origen y que se la adopte en su totalidad. Los desarrollos y elaboraciones personales deben contar con evidencia documental, bibliográfica o experimental suficiente y no deben colisionar con disposiciones reglamentarias vigentes en el país.

La dirección técnica de la construcción

Durante la ejecución de la obra la Dirección Técnica debe llevar a cabo un control permanente de todos los trabajos, por sí o por delegados suficientemente capacitados. Es frecuente que se mire con mayor atención las tareas de terminación y no se controle debidamente las de obra gruesa, siendo que esta es determinante de la seguridad del edificio. Por otra parte es frecuente que la

responsabilidad de Dirección se reparta entre el especialista de estructura, en lo estructural y el proyectista de la obra en el resto. Raras veces se hace una dirección técnica de las instalaciones en obras pequeñas. Sin embargo es el Director-Proyectista de la Obra el responsable principal. Tanto más cuando generalmente el especialista de estructuras ha terminado su cometido mucho antes que otros trabajos -las instalaciones, por ejemplo- afecten a la obra gruesa(48)

En todo caso existe gran número de situaciones diversas, según la mayor o menor experiencia de los profesionales que intervienen, la afinidad entre ellos para trabajar en equipo y el grado de información que cada uno posee de su hacer específico y del que corresponde a los otros. Por eso vamos a referirnos a las responsabilidades de la Dirección Técnica en general para inspeccionar el conjunto de la obra por cuenta del propietario y desde el punto de vista de la seguridad sísmica.

La primera tarea que le compete es enterarse del proyecto, estudiándolo en todos sus aspectos y en especial de la coherencia entre los distintos rubros o especialidades que participan. En esta etapa deberá considerar las omisiones que pudieron cometer los proyectistas, así como las interferencias que se pudieron originar entre los distintos componentes de la obra(49). Es necesario prever todas las alternativas de ejecución, para anticipar las dificultades de coordinación entre rubros y gremios; pues aunque esta tarea es típicamente empresaria, la Dirección debe tomar conciencia de las posibles causas de conflicto.

El resto de su tarea se reduce a controlar la fiel reproducción del proyecto:

Verificar el replanteo de la obra, en especial de las bases, cimientos y de los elementos estructurales. Debe comprender: posición, forma y dimensiones de cada uno de ellos; la etapa más importante es el comienzo de la obra, ya que ulteriores replanteos se hacen en condiciones más ventajosas.

Verificar los criterios, condiciones de empleo y la calidad de cada uno de los materiales que se utilizan en obra, así como la aptitud de equipos, herramientas y técnicas empleadas.

Verificar la seguridad y la observancia de reglamentos y otras disposiciones legales en todo el transcurso de la obra.

Verificar la idoneidad y en caso necesario instruir o eventualmente rechazar la mano de obra empleada en la construcción.

Dentro de esta tarea recomendamos más específicamente: Verificar la materialización de los mecanismos resistentes previstos en el proyecto y todos los necesarios durante la ejecución de la obra para asegurar su estabilidad por acciones horizontales.

Controlar especialmente la ejecución de los detalles constructivos para asegurar la ductilidad de la estructura: estribos en los nudos, anclajes y empalmes de armaduras; ejecución de soldaduras y ajuste de bulones.

Controlar la calidad, colocación de instalaciones e impedir daños a las estructuras.

La inspección oficial.

La policía de construcción debe vigilar el estricto cumplimiento del proyecto aprobado y la aplicación del reglamento de construcción antisísmica en vigencia. Los aspectos más importantes a controlar son:

Materialización de todos los sistemas estructurales previstos en el proyecto y todos los necesarios para asegurar la estabilidad durante la construcción.

La calidad de los materiales, forma de empleo, puesta en obra, etc. Entre ellas: dosificación, preparación, colocación y cuidado de hormigones y morteros; calidad de los ladrillos.

La calidad de la mano de obra y equipos, en especial para aquellas tareas muy delicadas como soldaduras, preparación de encofrados y hormigones, etc.

La correcta ejecución de todos los encadenados y sus detalles constructivos; de los anclajes, ganchos, empalmes y estribos, conforme a las exigencias del reglamento.

La aparición de daños accidentales o deliberados, que deben ser motivo de consulta al responsable de la estructura para su reparación y eventual refuerzo.

La factibilidad del control

Un programa de control de obra como hemos enunciado -en definitiva el control de calidad de la industria de la construcción- puede parecer inaplicable. Sin embargo nuestro país tiene una dotación de técnicos y profesionales más que suficiente para hacerlo. En todo caso, si tal fuera la carencia en algunas regiones, siempre es posible arbitrar las medidas para organizar oficinas de consulta y asesoramiento público (50); en las que técnicos debidamente capacitados y habilitados ejerzan estas tareas.

Creemos que una inteligente asignación -en muchos casos reasignación- de recursos humanos ha de permitir una mejora sustancial del servicio prestado a la sociedad. En especial una evolución significativa de la construcción hacia formas verdaderamente industriales que permitan obtener productos de calidad uniforme en cantidad suficiente. El progreso, aunque lento, se nota. El esfuerzo sostenido y entusiasta de todos los interesados ha de acelerarlo.

NOTAS

- (1) Se entiende por ellas la buena práctica de la construcción artesanal.
- (2) Bignoli, A.J.: Reflexiones sobre Estructuras de Hormigón Armado en la ciudad de Buenos Aires. Conferencia publicada en Revista del Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza. Año 13 N° 42, 1970.
- (3) Todo dato o representación superfluo resta claridad y espacio para otro necesario.

- (4) Como se exige en las normas DIN, CEB, NE, Código ACI, PRAEH.
- (5) En este sentido las exigencias del CCA(7.3.3.7.) dejan amplio campo a la inventiva y a la experimentación, cuando propone "arriostramientos equivalentes" para la mampostería.
- (6) Empresa: "Acción de emprender y cosa que se emprende".
- (7) El estado, Sociedades privadas, Empresas comerciales privadas, Clientes individuales.
- (8) Queda constituida una empresa de hecho, en la que el propietario de la Obra asume los riesgos empresarios y el profesional toda la responsabilidad técnica, situación rara vez advertida por las partes.
- (9) Esta es otra de las tantas cuestiones que son necesarias para cualquier obra, pero que para nosotros son aún más importantes.
- (10) Virasoro, C.: Organización del proyecto de obra, y también Virasoro, C.: El idioma técnico.
- (11) Apéndice 4: Dosificación de morteros y hormigones.
- (12) H. Schmitt, op. cit. pag. 261.- Observemos que se emplea la palabra "cincelado" para describir el útil y la forma de realizar el corte... Algo muy diferente a las puntas sin filo y las mazas pesadas utilizadas habitualmente. Afortunadamente comienzan a aparecer máquinas portátiles para cortar mampostería
- (13) Apéndice 4: Dosaje de morteros y hormigones.
- (14) Esto deja a la obra más desfavorecida a menos de 200 km de un centro de ensayos, que además se ubica en su centro de aprovisionamiento.
- (15) Capítulo III.
- (16) Para los hormigones corrientemente utilizados corresponde un mortero 1:3 a 1:4 cemento-arena en volumen. Se utilizará lo más seco que sea posible.
- (17) Los golpes en los encofrados destruyen el material que los constituye y provoca deformaciones indeseables. Jamás se utilizarán martillos, sino mazas de madera.
- (18) Mayor información: PRAEH III B 12; y también H. Schmitt: op. cit.
- (19) Los picos son del tipo utilizado para la desinfección de frutales, muy comunes en los oasis cultivados de la zona árida, que se dedican a la frutihorticultura.
- (20) Mayor información en PRAEH III B 13.
- (21) Este tipo de técnicas son semejantes a las que se debe emplear para la reparación de estructuras dañadas.
- (22) Como los indicados en el capítulo V: 5.5. Instalaciones, fig. 5.59 a 5.63.
- (23) Es bastante frecuente que falte la especificación de esos de talles constructivos, por desgracia. En esos casos el constructor puede recurrir como orientación a los que indicamos en el capítulo V, fig. 5.63 y 5.64.
- (24) Que deben formar parte de la documentación de proyecto.
- (25) Los trabajos de soldadura deben encomendarse a obreros muy capacitados sometidos a supervisión técnica permanente y control experimental de las uniones. PRAEH III E 7, y también In formes de la Construcción N° 208 pag. 51.
- (26) Fig. 5.8 y 5.27 a 5.34.
- (27) El PRAEH(cap. III C 6.1.) propone tolerancias variables, de aplicación más compleja, pero el valor indicado cubre todos los casos prácticos del lado de la seguridad.
- (28) Es de aplicación la DIN 1000 "Construcciones de Acero".
- (29) Japaz, E.; Matons, L.; Reboledo, A.: op. cit.
- (30) Si la estructura no está sometida a cargas dinámicas importantes puede dejarse el punzonado cuando no hay fisuras.
- (31) CCA 1.- "Objeto".

- (32) Es el paso imprescindible luego de la sanción de un Código o reglamento.
- (33) La construcción de adobe: Apéndice 7.
- (34) El hecho de agregar nuevas cargas importa una alteración, pero nos referimos a las modificaciones físicas sobre el elemento (demolición, eliminación, etc.).
- (35) Esta expresión generalizada pretende exponer un principio válido para cualquier solicitud y método de verificación.
- (36) Recuérdense los daños registrados el 27/4/67 y el 27/7/71 en Mendoza y el 19/11/73 en Salta.
- (37) Se entiende que nos referimos a la parte de la obra existente exclusivamente y dentro de las limitaciones que hemos expuesto.
- (38) Obras "previstas para un piso adicional"... o "Futura ampliación en Planta Alta".
- (39) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: "Influencia de los métodos de cálculo" (óp. cit.) En especial los empotramientos.
- (40) Los detalles constructivos y su dimensionamiento se explicaron en el capítulo V.
- (41) O que un nuevo Código tenga exigencias más severas.
- (42) Sidney Johnson: Deterioro, reparación y conservación de estructuras.
- (43) Valen las indicaciones relativas a "juntas de construcción" y a "reparaciones", que expusimos ya.
- (44) Japaz, E.; Matons, M.; Reboredo, A.: óp. cit.; Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: "Influencia de los métodos... (óp. cit.).
- (45) Desgraciadamente la escasez de recursos y, en ocasiones, la falta de responsabilidad de los funcionarios, coloca en estas delicadas funciones a personas que ni aún título de técnicos tienen.
- (46) Por ejemplo: dimensiones en planillas y en detalles.
- (47) La determinación de rigideces y la distribución de esfuerzos son objeto, con mucha frecuencia, de procedimientos muy groseros que no deberían admitirse más que para el predimensionamiento. Por ejemplo, distribuir el corte por igual entre las columnas de una planta, sin tomar en cuenta su situación real de vinculación y otros por el estilo.
- (48) Con la costumbre generalizada de dañar partes estructurales.
- (49) En especial, la relación entre estructuras e instalaciones y entre estructura resistente y espacios arquitectónicos.
- (50) Como deben funcionar, en parte de su acción, los Institutos Oficiales de vivienda.

BIBLIOGRAFIA

Libros y publicaciones no periódicas

- (1) American Iron and Steel Institute: Light gage Cold-formed Steel design manual (traducida bajo el título Estructuras Ligeras de Acero, 1969, Instituto E. Torroja, España).
- (2) Andrés, O.A.: El coeficiente de Seguridad en las normas actuales de hormigón armado, Universidad Nacion del Sur, 1967.
- (3) Andrés, O.A.; Salvatori, N.; Serralunga, R.: Sobre una experiencia ensayada en la enseñanza de las estructuras Universidad Nacional del Sur, 1972.
- (4) Angerer, F.: Construcción Laminar,
- (5) Arcangeli, A.: La estructura en la arquitectura contemporánea. Editorial Eudeba, Buenos Aires, 1965.
- (6) Arredondo, E.: La resistencia de los muros de ladrillo. Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, España.
- (7) Ayarza, H.: Asismicidad en la vivienda económica. Seminario Interregional sobre construcción económica resistente a terremotos y huracanes, Skopje, Yugoslavia, 1971. ONU.
- (8) Ayarza, H.; Castro, G.; Crisosto, L.; Lüders, C.; Rojas, S.; Ruiz, T.: Low Cost Construction resistant to earthquakes. Naciones Unidas, 1975, ST/ESA/23.
- (9) Ayarza, H.; Lüders, C.; Castro, G.; Rojas, S.: El sismo de mayo de 1970 en el Perú, Universidad Católica de Chile, 1970.
- (10) Bares, R.: Tablas para el cálculo de placas y vigas pared. Ed. G. Gili, Barcelona, 1969.
- (11) Belluzzi, O.: Ciencia de la construcción. Ed. Aguilar, Madrid, 1967.
- (12) Beton und Stahlbetonbau: Beton Kalender, (versión castellana de la 44° Ed.) Ed. El Ateneo, Buenos Aires, 1957.
- (13) Bocanegra, A.; Diez, M.; Granata, S.; Mallea, A.: La cubierta y el control térmico de la vivienda. Instituto de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Mendoza, 1974.
- (14) Bruschi, A.; Carmona, J.S.; Volponi, F.: Curso de Ingeniería Antisísmica. Instituto de Investigaciones Antisísmicas, U.N.C., San Juan, 1961.
- (15) Bruschi, A.; Carmona, J.S.: Algunas consideraciones acerca de un reglamento de construcciones antisísmicas en la Argentina. X Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 1965.
- (16) Building Research Station: Principles of modern Building.
- (17) Carmona, J.S.; Castano, J.; Medone, C.: Probabilidad de riesgo sísmico en la República Argentina. Simposio sobre acciones en las estructuras, Horco Molle, Tucumán, 1970.
- (18) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: Coeficiente de reducción del momento de vuelco por sismo. XIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Montevideo, 1969.
- (19) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: Períodos de vibración de edificios del Oeste Argentino. X Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Buenos Aires, 1965.
- (20) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: Periods of Building of Mendoza city (Argentina). IVth World Conference on Earthquake Enginerring. Santiago, Chile, 1969.
- (21) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: Verificación de los criterios de proyecto del Capítulo VII del PRAEH. Simposio sobre acciones en las estructuras; Horco Molle, Tucumán, 1970.

- (22) Cement Portland Association: Caraca's Earthquake Report. Cement Portland Association, Portland, 1965.
- (23) Creixel, M.: Construcciones Antisísmicas. Ed. Continental, México, 1969.
- (24) Cutropia, A.; Figueroa, H.; Nonino, J.C.: Clima y Vivienda en la Región Mendocina. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Mendoza, 1970.
- (25) Engel, H.: Sistemas de Estructuras. G. Gili, Barcelona.
- (26) Eriksen, G.; Pflaker, G.; Fernández Concha, J.: Preliminary report on the Geological events associated with the may, 31, 1970. Perú earthquake. U.S. Geological Survey Circular n° 639.
- (27) Faber, C.: Candela, the shell builder.
- (29) Federal Housing Administration: Study of seismic design criteria for high rise buildings. U.S. Department of housing and urban development HUD TS-3, 1966.
- (30) Ferreras, O.; Moisset de Spannés, D.: Criterio para el diseño de pórticos de hormigón armado. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Córdoba, 1965.
- (30) Fischer, R.L.: New Structures-architectural engineering. Mc Gran Hill, New York, 1964.
- (31) Forest Service: Wood Structure performance in an earthquake, in Anchorage, Alaska, 1964. U.S. Department of Agriculture, F.P.L. 16; 1964.
- (32) Fratelli de Campora, G.: Cálculo Plástico, Buenos Aires, 1967
- (33) García Balado, J.F.: Método para la Dosificación de hormigones. Instituto del Cemento Portland Argentino, Buenos Aires, 1961.
- (34) Giménez, J.E.: Curso de Ingeniería Sismológica. Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores, Mendoza, 1966
- (35) Holgado, P., Moisset de Spannés, D.: Ejercicios de diseño estructural. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Nacional de Córdoba, 1972.
- (36) Hahn, J.: Vigas continuas, Pórticos y Placas. G. Gili, Barcelona, 1966.
- (37) Hehn, W.: Edificios Industriales. G. Gili, Barcelona, 1966.
- (38) I.B.M.: Structural Engineering System Solver (STRESS) for the IBM 1130, User's Manual. IBM World Trade Corporation H 20-0340-3.
- (39) Instituto del Cemento Portland Argentino: Construcciones Antisísmicas. I.C.P.A., Buenos Aires, 1961.
- (40) Instituto del Cemento Portland Argentino: Estructuras de Hormigón Armado para Edificios. I.C.P.A., Buenos Aires, 1963.
- (41) Japaz, E.; Matons, L.; Reboredo, A.: Comisión para el estudio de daños ocasionados por la nieve en el sur mendocino. Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza, 1975.
- (42) Jiménez Montoya, P.: Hormigón Armado. Gili, (3°Ed.), Barcelona, 1969.
- (43) Joedicke, J.: Shell Architecture, Reinhold Publishing Co., New York, 1963.
- (44) Johnson, S.M.: Deterioro, reparación y conservación de estructuras, Blume, Madrid, 1973.
- (45) Jorquera, L.: Estudio experimental sobre la resistencia de muros de albañilería sometidos a cargas horizontales. Primeras Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile, 1961.
- (46) Konckz, : Manual de la Construcción Prefabricada.
- (47) Lambe, T.W.; Whitman, R.V.: Mecánica de Suelos. Limurlsa-Wiley, México, 1972.

- (48) Little, A.L.: Cimentaciones. Editorial Continental, México, 1965.
- (49) Mare, E.: Nuevas técnicas en la construcción.
- (50) Moisset de Spannés, D.: Cálculo en rotura. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Nacional de Córdoba, 1966.
- (51) Moisset de Spannés, D.: Fórmulas y Diseño estructural. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Nacional de Córdoba, 1967.
- (52) Moretto, O.: Curso de Hormigón Armado. El Ateneo, Buenos Aires, 1967.
- (53) Mutto, K.: Seismic analysis of reinforced concrete buildings. Shokoker-Sha Port Co., Tokyo, 1965.
- (54) Naciones Unidas: Informe del Seminario interregional sobre construcción económica resistente a terremotos y huracanes. Skopje, Yugoslavia, 1971. Centro de Vivienda y Planeamiento, ONU, 1971.
- (55) Neufert: Industrialización de la Construcción. G. Gili, Barcelona, 1965.
- (56) Ortigosa, P.: El problema de la licuación de suelos y asentamientos durante sismos. II Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, 1976.
- (57) Reboredo, A.: Diseño de Estructuras Antisísmicas. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Mendoza, 1969, 1976.
- (58) Rosenblueth, E.; Esteva, L.: Diseño Sísmico de Edificios. Primeras Jornadas Argentinas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Mendoza - San Juan, 1962.
- (59) Rosenthal, H.W.: Structural Desitions. Chapman and Hall, Londres, 1962.
- (60) Rozza, C.: Etude des murs dans la construction.
- (61) Sadosky, M.: Cálculo Numérico y Gráfico. Ed. Librería del Colegio, Buenos Aires, 1956.
- (62) Salvadori, M.: Structural design in architecture, Prentice-Mall, Englewood Cliffs N.J., 1967.
- (63) Salvadori, M.; Heller, H.: Estructuras para Arquitectos. La Isla, Buenos Aires, 1966.
- (64) Salvat: Cordilleras, terremotos y volcanes. Ed. Salvat, Buenos Aires,
- (65) Schmitt, H.: Tratado de Construcción. G. Gili, Barcelona, Sed., 1968.
- (66) Schulse, W.E.; Simmer, K.: Cimentaciones, Blume,
- (67) Sentinelli, F.: Distribución de la fuerza sísmica entre los elementos de rigidez de una planta de un edificio. U.T.N., Mendoza, 1974.
- (68) Sentinelli, F.; Balasch, E.: Distribución de la acción lateral provocada por sismo entre los elementos de rigidez de un edificio de varias plantas. U.T.N., Mendoza, 1976.
- (69) Sentinelli, F.: El coeficiente de excentricidad dinámico. U.T.N., Mendoza, 1975.
- (70) Siegel, C. : Estructura y Forma.

- (71) Stahlbau: La construcción metálica. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1963.
- (72) Stojkovic, M.: Seismic microzoning and its importance for defense of population and material goods in seismic regions. Seminario interregional sobre construcción económica resistente a terremotos y huracanes. Skopje Yugoslavia, 1971.
- (73) Tedeschi, E.: Teoría de la Arquitectura. Nueva Visión, Buenos Aires,
- (74) The Lincoln Electric Co.: Procedure Handbook of Arc welding design and practice. Lincoln Electric Co. 11ª Ed., 1959.
- (75) Timoshenko, S.: Dinámica Avanzada.
- (76) Timoshenko, S.: Estabilidad Elástica.
- (77) Timoshenko, S.: Resistencia de Materiales.
- (78) Terzaghi, K.: Mecánica de suelos.
- (79) Terzaghi, K.; Peck, R.: Mecánica de Suelos en la ingeniería práctica. El Ateneo, Buenos Aires, (3ª ed.), 1963.
- (80) Torroja, E.: Razón y Ser de los tipos Estructurales. Instituto Eduardo Torroja para la construcción y el cemento, Madrid, 1960.
- (81) Universidad de Chile: Informe preliminar sobre el sismo del 8 de julio de 1971, Santiago de Chile.

- (82) Volponi, F.: Aspectos sismológicos del territorio argentino. Primeras Jornadas Argentinas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Mendoza-San Juan, 1962.
- (83) Wiegel, R.L.: Earthquake Engineering. Prentice Hall, Englewood Cliffs, N.J., 1970.
- (84) Zignoli, V.: Costruzioni Metalliche. Unione Tipografico-Editrice, Rorinese, Turín, 1956.

PUBLICACIONES PERIODICAS

- (85) Andrés, O.A.: La enseñanza de la tipología estructural en las escuelas de ingeniería. Ciencia e Investigación, marzo 1969, T. 25 N° 3.
- (86) Antón Corrales, J.: Nota informativa sobre teorías probabilísticas de seguridad en estructuras. Informes de la Construcción N° 212.
- (87) Beer, H.: Estructuras metálicas ligeras. Informes de la Construcción n° 193, 194 y 195.
- (88) Bruschi, A.; Carmona, J.S.: Fundamentos del proyecto de reglamento argentino de construcciones antisísmicas. Acta Cuyana de la Ingeniería, vol. VII N° 2, UNC, San Juan 1966.
- (89) Bignoli, A.: Reflexiones sobre estructuras de Hormigón Armado en la ciudad de Buenos Aires. Revista del Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza, Año 13 N° 42, 1970.
- (90) Calavera Ruiz, J.; Segura Ortiz, M.: Resultado de ensayos de soldadura a tope y por solapa, con electrodos, de barras de aceros estirados en frío. Informe de la Construcción, N° 208.
- (91) Carmona, J.S.; Castano, J.: Actividad Sísmica en la República Argentina en el período 1961-1968. Su evolución en relación con los daños probables. Acta cuyana de la Ingeniería, vol. XIII, UNC, San Juan, 1971.

- (92) Carmona, J.S., Castano, J.; Medone, C.: Superficie de focos de sismos, su distribución, su liberación de energía y un análisis estadístico del proceso al Sur de los 12° de latitud Sur. Acta Cuyana de la Ingeniería, vol. XIII, UNC, San Juan, 1971.
- (93) Carmona, J. S.; Herrera Cano, J.: Algunas consideraciones de rigidez, sus modos de vibración y efecto sísmico. Boletín de SASIA, N° 2.
- (94) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: Influencia de los elementos no estructurales en el análisis sísmico de edificios La Ingeniería, N° 1006, Buenos Aires, 1969.
- (95) Carmona, J.S.; Herrera Cano, J.: Influencia de métodos y criterios de proyecto en el análisis sísmico de estructuras. Revista del Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza, año 14, N° 43, 1971.
- (96) Convención Europea de la Construcción Metálica: Documentos. Informes de la Construcción n° 189 y 198.
- (97) Herrera Cano, J.; Zamarbide, J.: Espectros de Coeficientes sísmicos para proyecto en las ciudades de San Juan, Mendoza, La Rioja y Catamarca. Acta Cuyana de la Ingeniería, vol. XIII, UNC. San Juan, 1971.
- (98) García Maseguer, A.: Patología de las Obras de Fábrica. Informes de la Construcción, N° 223.
- (99) Giroud, J.P.: Tassement d'une fondation rectangulaire sur une couche de sol compressible. La Technique des Travaux n°338.
- (100) Guiliani, F.; Ocaña, M.: Influencia del Suelo en la estabilidad de los Edificios. Revista del Centro de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores de Mendoza, Año.16, n° 47, 1973.
- (101) Manterola, J.: La estructura resistente, Informes de la Construcción n° 203.
- (102) Manterola, J.: Mecanismos de redistribución en estructuras de Hormigón Armado cargadas hasta la rotura. Informes de la Construcción n° 189.
- (103) Reboredo, A.; Japaz, E.; Bernal, S.: Informe sobre el terremoto de Chile de julio de 1971. Boletín de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Mendoza, 1971.
- (104) Reboredo, A.: Informe sobre el seminario interregional de construcción económica resistente a terremotos y huracanes, Skopje, 1971. Boletín de la Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Mendoza, 1971.
- (105) Reboredo, A.: Preventive measures to reduce earthquake damage Human Settlements, nov. 1973. Revista del "Centre for Housing, Building and Planning", Dept. of Economics and Social Affairs, ONU.
- (106) Reboredo, A.: Diseño de Estructuras Antisísmicas, Summa n° 99 Buenos Aires, 1976.
- (107) SASIA (Sociedad Argentina de Sismología e Ingeniería Antisísmica): Un panorama mundial de sismología e Ingeniería Antisísmica, Boletín de SASIA n°1.
- (108) Tobío, J.M.: Aislamiento Acústico. Informes de la Construcción n° 203.

TRABAJOS INEDITOS

- (109) Bernal, S.: Estudio sobre modelos: "Comportamiento de tabiques de hormigón armado, con especial referencia a las acciones sísmicas (tesis de graduación). Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Mendoza, 1971.
- (110) Reboredo, A.; Díaz Valentín, J.: La utilización estructural de ladrillos de alta resistencia. Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad de Mendoza, 1967.
- (111) Reboredo, A.; Tonelli, E.; Yañez, S.: Ensayos con modelos estructurales de elementos sometidos a cargas alternativas. Instituto Argentino de Investigaciones de las Zonas Áridas, Mendoza, 1976.

NORMAS Y REGLAMENTOS

Argentina

- (112) Código de Construcciones Antisísmicas para la provincia de Mendoza, Decreto 2241/70.
- (113) Código del Consejo Nacional de Reconstrucción para la provincia de San Juan (CONCAR), 1970.
- (114) Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (PRAEH). Cap. VII: Estructuras Antisísmicas.
- (115) Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (PRAEH).
- (116) Digesto Municipal de la Ciudad de Mendoza.
- (117) Código de Edificación de la Ciudad de Mendoza
- (118) Secretaría de Vivienda y Urbanismo (Ministerio de Bienestar Social de la Nación): Reglamentos Técnicos.

Alemania

- (119) DIN 1000. Construcciones de Acero.
- (120) DIN 1045. Construcciones de Hormigón Armado
- (121) DIN 1047. Especificaciones para la ejecución de construcciones de Hormigón.
- (122) DIN 1050. Acero en la construcción de edificios.
- (123) DIN 1052. Estructuras de madera, cálculo y ejecución.
- (124) DIN 1053. Cálculo y ejecución de obras de fábrica.
- (125) DIN 1055. Hipótesis de carga para construcciones.
- (126) DIN 4100. Estructuras de acero de edificios soldadas. Cálculo y disposición constructiva.

(127) DIN 4114. Bases de cálculo para los casos de estabilidad en las estructuras de acero.

(128) DIN 4115. Construcciones ligeras y tubulares de acero en estructuras de edificios.

(129) DIN 4239. Vigas mixtas. Construcción de edificios

(130) DIN 55928. Pintura protectora de estructuras metálicas.

Canadá

(131) National Building Code, ed. 1975

C.E.B. (Comité Europeo del Hormigón)

(132) Recomendaciones, 1968.

Chile

(133) N ch 433: Cálculo Antisísmico de Edificios.

España

(134) HA 61. Instrucción para el Hormigón Armado.

(135) MV 101-1962. Acciones en la Edificación

Estados Unidos

(136) SEAOC Code.

Francia

(137) BA 60: Reglas Francesas para el Hormigón Armado.

Inglaterra

(138) The Building Regulations 1965.

México

(139) Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Naciones Unidas: (Consejo Económico y Social E/CN.14/HOU/61)

(140) Model Regulations for Small Building in Earthquake and Hurricane areas

BIBLIOGRAFIA POR CAPITULOS

Indicamos, por su referencia en el índice bibliográfico general, el material en orden de importancia para su consulta.

Capítulo I

(15), (17), (58), (83), (64), (84), (9), (22), (107), (54), (90), (113), (96), (41), (108), (104), (34), (141), (140), (139), (105), (23), (89).

Capítulo II

(84), (64), (83), (17), (28), (56), (47), (72), (54), (81), (9), (22), (26), (31), (92), (93), (103), (104), (108), (34), (23).

Capítulo III

(80), (25), (57), (58), (59), (70), (63), (4), (5), (27), (35), (43), (37), (46), (55), (3), (86), (102), (107), (7), (8), (23), (94), (95), (113), (114), (115), (30).

Capítulo IV

(80), (25), (70), (65), (46), (37), (57), (58), (71), (47), (113), (114), (115), (120), (121), (122), (123), (124), (125), (129), (139), (141), (144), (8), (1), (12), (30), (35), (40), (41), (49), (55), (60), (63), (82), (84), (85), (88), (97), (99), (101), (48), (66), (79), (109), (116), (118), (119), (132), (140).

Capítulo V

(65), (16), (46), (44), (49), (71), (82), (91), (41), (97),
 (112), (116), (113), (114), (115), (15), (120), (121), (122),
 (123), (124), (125), (126), (127), (129), (130), (58), (74),
 (37), (40), (5), (52), (85), (88), (33), (39), (30), (109),
 (110), (111), (112), (45), (47), (48), (55), (99), (13),
 (24), (1), (8), (131), (133), (135), (138), (139).

Capítulo VI

(58), (11), (82), (71), (77), (115), (114), (115), (116),
 (90), (96), (67), (68), (62), (1), (120), (121), (122),
 (123), (124), (125), (126), (127), (128), (129), (130), (14)
 (2), (10), (36), (12), (38), (32), (29), (47), (41), (42),
 (34), (53), (50), (51), (52), (60), (15), (18), (19), (20),
 (21), (75), (87), (88), (89), (101), (97), (110), (137), (140)
 (45), (61), (66), (23), (28), (76), (78), (79), (84), (100),
 (103), (112), (141), (132), (133), (134), (135), (136), (138)
 (139).

Capítulo VII

(65), (16), (82), (116), (113), (114), (115), (90), (41),
 (44), (49), (112), (74), (120), (121), (122), (123), (124),
 (125), (126), (127), (129), (130), (131), (91), (99), (7),
 (8), (12), (33), (39), (40), (42), (58), (71), (85), (95),
 (45), (47), (48), (54), (66), (79), (88), (97), (133), (138)
 (139), (141).

Apéndice 1

(14), (14), (58), (11), (75), (84), (17), (18), (19), (20),
 (69), (89), (94), (95), (96), (98), (115), (113), (114),
 (112), (140), (134), (137).

Apéndice 2

(58), (11), (14), (15), (21).

Apéndice 3

(11), (58), (24), (53), (23), (62), (90), (115), (113),
 (114), (140).

Apéndice 4

(116), (65), (125), (6), (12), (33), (16), (40), (121), (122)
 (5), (45), (49), (111).

Apéndice 5

(73), (57), (86), (3), (35), (51), (70), (59), (63), (58),
 (25), (27).

Apéndice 6

(52), (80), (11), (51), (3), (59), (96), (113), (114), (115)

Apéndice 7

(9), (81), (26), (104), (106), (54), (7), (57), (78), (47),
 (113), (114), (117), (119), (141).

Reg. N° 78477