

ACCION SISMICA SOBRE LOS EDIFICIOS

2ª Parte.

ARQUITECTO FRANCISCO AEDO
DIRECTOR DEL INSTITUTO
DE EDIFICACION EXPERIMENTAL

5. DISEÑO CONSTRUCTIVO.

Los criterios establecidos en la primera parte se refieren esencialmente a los puntos de partida para estructurar un edificio que debe afrontar la acción sísmica.

El diseño constructivo es inseparable de la concepción de la estructura; constituye un acto simultáneo que representa conocer debidamente las relaciones mecánicas entre aquella y la totalidad de los elementos complementarios de un edificio.

En el presente trabajo no es posible abordar todas esas relaciones; nos referiremos sólo a algunas tratando de generalizarlas y de establecer la influencia que en ellas determina el fenómeno sísmico.

En nuestro país no puede concebirse ya un edificio diseñado al margen de las precauciones anti-sísmicas. Aunque lentamente, se ha ido desarrollando entre los proyectistas la idea de que tales precauciones son imperativas, aún cuando no existe suficiente convicción para haber asimilado las duras determinantes que imponen a la arquitectura.

Sobre el esqueleto resistente o estructura de un edificio recae la función de sustentación. Si durante un sismo este se resiente, se inhabilitan las partes complementarias, irremisiblemente.

En ciertos casos hemos observado edificios que han permanecido en pie sin grandes daños en su estructura pero acusando una gran destrucción de sus elementos complementarios y grietas profundas en tabiques y muros divisorios; rotura de cristales; rotura de tuberías de instalaciones sanitarias; destrucción de revestimientos, cielos, pavimentos y cornisas; pérdida general y definitiva de niveles y plomos, etc.

Si consideramos que en un presupuesto de edificación, las terminaciones, instalaciones y equipos representan un 50% del costo total, estos daños, difíciles de corregir, resultan altamente onerosos.

Todo diseño constructivo contiene, como idea matriz, una proposición de solución a equilibrio físico de un conjunto complejo de elementos. El equilibrio queda definido como una relación entre sollicitación y respuesta entre acciones y reacciones, entre fuerza y resistencia. La construcción acepta el equilibrio estático como su fundamento invariable, para esta necesidad de permanencia, de duración e inmutabilidad, el hombre ha erigido un vasto andamiaje científico y técnico.

Dentro de ciertos límites, la acción sísmica desplaza el conjunto del edificio, el que vuelve a su posición primitiva una vez que aquella cesa, gracias a la elasticidad de sus miembros estructurales e incluso, a los del terreno de fundación. En esta fase, el equilibrio estático ha sido roto y el fenómeno se torna dinámico expresándose en un movimiento oscilatorio lineal o angular.

Dijimos que si el conjunto estructural es decididamente rígido (indeformabilidad absoluta entre los distintos miembros que lo constituyen) el edificio se mueve al unísono con su terreno de fundación. Todas sus partes, incluyendo accesorios y equipo experimentan translaciones de avance y retroceso y están sometidas a velocidades lineales y angulares como único efecto de la sollicitación sísmica. Esta simplificación esquemática de un edificio, de ser realizable, limitaría los problemas de diseño sólo a la estructura, la que ajustándose a lo dicho anteriormente sería calculada a las fuerzas de inercia puestas en juego por el movimiento del terreno de fundación.

Los edificios que proyectamos y construimos son distintos del esquema de la rigidez absoluta en grados que van hasta la flexibilidad. El comportamiento de ellos durante el embate sísmico será también fundamentalmente distinto en cada caso, según el tipo resultante del diseño estructural.

El cálculo de un edificio se lleva a cabo por lo general, con escasa participación del Arquitecto. Este expresa en sus planos la idea

estructural sin dimensionar sus elementos y no tiene mucha claridad (en ciertos casos ninguna) de la rigidez o flexibilidad de su edificio y de las consecuencias que estas características pudieran traer aparejadas.

Por el contrario, existe entre nosotros como tendencia no fundamentada en ningún principio conocido, la de afinar la forma de las fachadas, alivianándolas a costa de cualquier simulación, como si la sutileza fuera un rito de lo contemporáneo o representase un búsqueda de valores trascendentales. La frase "grandes paños vidriados" es en la mayoría de los casos suficiente definición para hacer de cualquier tipo de arquitectura, buena o mala, un prototipo de lo moderno, de lo actual.

El calculista de la estructura se ajusta a estas exigencias y Ordenanza en ristre, dimenciona y encaja el edificio en el marco de las normas oficiales. La mayoría de sus dificultades son ignoradas por los Arquitectos y su trabajo se expresa al fin en fríos planos de estructura, en inflexibles detalles que pocas veces nos atrevemos a discutir.

La obligación del calculista termina allí. Muchos, jamás ven las obras que calculan e ignoran lo que al resto no estructural del edificio pueda sucederle. Su órbita es la estructura y en que no se derrumbe estriba su orgullo profesional.

Pero, nos preguntamos, ¿qué sucede a los tabiques de ladrillos en pandereta durante un sismo? ¿Cómo se comportan los grandes ventanales ubicados entre dos muros rígidos? ¿Qué pasa en las partes calafateadas con plomo de las tuberías de alcantarillado? ¿Cómo soportan el sismo las techumbres de tejas? ¿Pueden mantenerse impermeables las losas de cubiertas, agrietadas en los semi-empotramientos de los apoyos? ¿Qué sucede a aquellos pilares que por ser esbeltos "no toman carga sísmica" según el lenguaje de los calculistas? ¿Qué sucede —en fin— con cualquier elemento sobrepuesto a la estructura calculada y ligado a ella lo más rígidamente posible, según nuestra costumbre?

Es indudable que los elementos mencionados tendrán comportamientos distintos durante un terremoto si pertenecen a un edificio

rígido o si pertenecen a uno flexible. Los Arquitectos, en el diseño constructivo de tales elementos, no hacemos diferencia alguna porque la mayor parte de las veces no tenemos o no queremos tener esa información.

Por otra parte, dentro de un edificio semi-rígido pero de fachadas diáfanas, existe una zona central de gran rigidez, inevitable para cumplir los supuestos de la estabilidad a acciones horizontales. El resto del edificio, mucho más deformable, se afianza allí como de un ancla. Podrán distinguirse entonces varios estratos con infinitas y diferenciadas posibilidades de deformación.

La aceptación de este hecho, al parecer simple, nos lleva a concluir que existiendo en la estructura rígida, zonas del edificio que se deformarán de manera distinta bajo la acción de los temblores, los elementos no estructurales (débiles comparativamente) ligados rígidamente a la estructura, no podrán resistir los esfuerzos generados en la deformación, y se agrietarán.

Este análisis no agrega nada nuevo a lo que todos los Arquitectos han observado en edificios afectados por terremotos, pero nos permite concluir, ampliando la observación del fenómeno a la totalidad de los elementos ligados o interfiriendo con la estructura, que ellos no deben ser concebidos para una función estática en los países sísmicos, a riesgo de tener que afrontar su total renovación.

Para edificios de varios pisos, por regla general, las rigideces de sus elementos estructurales son crecientes de arriba hacia abajo. Las deformaciones totalizadas de cada piso deberán serlo de abajo hacia arriba (aún cuando esta afirmación no indica una ley estrictamente proporcional).

Por otra parte, las deformaciones relativas de las barras que concurren a un nudo estructural son menores que las del nudo mismo. Mientras aquellas pueden evaluarse en décimas de milímetros o en algunos milímetros, éstas, las de los nudos, a menudo superan el centímetro especialmente tratándose de los pisos superiores. Si se trata de edificios construidos de acero, las deformaciones son —por supuesto— mayores.

En lo que sigue, y para evitar un exhaustivo análisis de cada uno de los elementos complementarios de una construcción, centraremos este análisis al de los tabiques divisorios por ser ellos que con más claridad materializan un directo enlace con la estructura.

Se ejecutan en general de diversos tipos de albañilerías, siendo corriente el ladrillo hueco, el ladrillo en pandereta, la albañilería de bloques de mortero, cemento o de yeso.

Los espesores medios activos (sin contar el revestimiento) están comprendidos entre los 5 a 8 cm. Como de ordinario la altura de tales tabiques oscila entre 2,40 a 3,20 m., el peso es de unos 400 a 700 Kg/ml incluidos los revestimientos, peso desproporcionado si se considera la baja calidad general de nuestras albañilerías.

Su resistencia lateral se funda entonces en el peso propio y en una débil capacidad de deformación por flexión (5 - 1).

Es interesante anotar que, entre las albañilerías, son comparativamente más flexibles las de ladrillos pequeños de cerámica huecos o macizos que las de bloques de mortero de cemento (según experiencias del Instituto de Estabilidad de la Facultad de Arquitectura en muros sometidos a sollicitación horizontal).

Aunque no tenemos datos controlados sobre las características de albañilerías constituidas por grandes bloques de yeso o de hormigón pesado o liviano, una simple abstracción indica que su comportamiento corresponderá seguramente al de cuerpos "rígidos". (Entendemos por "grande" las dimensiones superiores a 20 dm².) (5-2).

Numerosas prescripciones legales y de oficio recomiendan sólidos anclajes de estos tabi-

ques a los elementos de la estructura: endentados con los muros o pilares; barras de acero empotradas en los pilares o pendientes de las losas; cadenas de hormigón como remate superior, etc. Ellas se refieren más bien a la estabilidad "estática" de estos elementos y a su resistencia al volcamiento por impacto, y son efectivos en este campo evitando que el tabique se desplome entero como una sola masa. Pero el hecho evidente es que, mientras el conjunto sea rígido "sin ser resistente", el sismo lo fragmentará en forma tanto más grave, cuanto mayor sea la deformación de la estructura con la cual es solidario.

En determinadas condiciones las albañilerías de este tipo pueden armarse con barras de acero, horizontales y verticales. Presumiblemente, la técnica del futuro permitirá un post-tensado que solucionará definitivamente el problema de las grietas. Pero, en las condiciones actuales, los tabiques rígidos no deben ser usados en edificios sísmicos.

La fuerte resistencia de los Arquitectos y de los clientes a adoptar otros tipos de tabiques no puede fundarse sino en prejuicios. La inclinación por los grandes paños lisos como expresión de las caras de los elementos divisorios debe ser atenuada concientemente por los proyectistas, introduciendo poco a poco materiales menos severos que el muro pero incomparablemente más bellos en sus posibilidades de combinación y de cambio.

Es muy limitado todavía en Chile el uso —por ejemplo— de entramados de madera, de acero, de aluminio, de perfiles de madera prensada, de "honey-comb" los que pueden ser recubiertos de placas de madera terciada o prensada; con láminas de acero liso o corrugado, de aluminio, de poliéster reforzado, de yeso (volcanita), de asbesto cemento o de madera natural. O bien, tabiques sin entramado alguno, formado por láminas gruesas

NOTA 5-1.

Esta resistencia se vé además disminuida por la bárbara costumbre criolla de embutir en los muros y tabiques toda clase de tuberías, prescindiendo del espesor de aquellos y sin la más elemental precaución en el momento del retape.

Esto puede evitarse fácilmente mediante un trazado racional de las instalaciones del edificio y mediante el uso de piezas de cerámica o de mortero, moduladas al tamaño del ladrillo y perforados en fábrica.

NOTA 5-2.

La relativa "flexibilidad" en el comportamiento de las albañilerías de ladrillo en comparación con las de bloques debe atribuirse por una parte a la naturaleza del material, y al número de juntas por otra. La aparición de adhesivos para cuerpos de textura rugosa y origen cementicio, y su uso en reemplazo del mortero, dará a las albañilerías nuevas propiedades.

auto-resistentes (3 a 5 cm. de espesor) unidas con adhesivos.

Salta a la vista la pluralidad de soluciones disponibles en el presente y esta breve enumeración sugiere otras para el futuro.

Es evidente que la decisión de un uso extensivo de los materiales citados llevará rápidamente a la necesidad de modularlos, de standardizar sus medidas y normalizar sus cualidades anárquicamente impuestas por el interés particular de sus fabricantes.

Todos los entramados y placas citadas poseen alta resistencia a tracción comparados con las albañilerías (exceptuando posiblemente al asbesto-cemento) y su comportamiento en los complejos constructivos será sin duda elástico. Las juntas contribuyen a aumentar la deformabilidad lo que permite a dichos tabiques desplazarse durante los temblores sin ningún desmedro de su integridad.

Las juntas entre módulos o entre placas debe ser escrupulosamente revisada por los Arquitectos en esta etapa de diseño con el objeto de superar cuanto antes el grosero concepto del "cubre juntas", cuyo exagerado funcionalismo ha contribuido en gran parte a desvirtuar el uso de placas de revestimiento en general. Los encuentros con muros, losas y pilares pueden ser resueltos con simple encaje en ranuras, con o sin cubrejuntas solidarios a la estructura, o mediante el ingenioso recurso de pernos de apriete provistos de arandelas de caucho.

Por lo general, basta con estabilizar la cabeza y pie de estos elementos para obtener una fijación completa, cuando la dimensión de los módulos corresponde a la altura entre pisos. Las juntas verticales se acusarán simplemente, interponiendo filetes de aluminio doblado, de caucho, de neoprén, de corcho o de fieltro para privacidad de los locales que con ello se limitan.

El largo análisis aplicado a los tabiques divisorios sin carga, es válido en sus líneas generales para cualquier otro elemento, que en condiciones similares deba ser solidario a

la estructura. Lo que interesa es aceptar que, en los edificios sometidos a terremotos, tales elementos **no son inmóviles**, que se desplazan diferencialmente unos con respecto a otros y que, de no ser flexibles morfológicamente, el Arquitecto debe diseñarlos para que lo sean.

El rápido avance en la fabricación de materiales plásticos pone a disposición del Arquitecto un maravilloso surtido de materiales para la construcción que debemos conocer y aprovechar rápidamente. Así por ejemplo, las tuberías de polietileno semi-rígido de gran resistencia a tracción, de corrosión nula, satisfacen casi todas las exigencias técnicas de las redes interiores de un edificio y, a no dudar, terminarán por imponerse.

Los ventanales de acero bien diseñados por el Arquitecto poseen en general rigidez transversal suficiente para evitar una excesiva deflexión causada por impulsos de ese sentido. Conviene tener presente que, corrientemente, los perfiles de chapa doblada más económicos que los laminados, son igualmente más débiles.

Los vidrios asentados sobre masilla y recubiertos con ella poseen una gran capacidad de deformación en sentido perpendicular a su plano. No así los afianzados con junquillos de acero que resultan más rígidos.

Los cristales de dimensiones considerables (más de 150 dm²) debieran ser montados interponiendo molduras de caucho, de plásticos blandos, de neoprene o de corcho que los separen del contacto directo con los perfiles del ventanal y, manteniendo el ajuste, permitan el desplazamiento de la ventana durante el terremoto.

(El alto precio alcanzado por el vidrio para la construcción en Chile, —y lo peligroso de su ruptura— justifican de sobra estas precauciones).

Amargas experiencias han demostrado que las techumbres de tejas no deben usarse en las construcciones asísmicas. Por una parte, tratándose de tejas de arcilla o de mortero de cemento, su peso duplica y en ciertos casos triplica el peso de los techos de chapa metáli-

ca o de asbesto cemento, desplazando el centro de gravedad de las cargas de un edificio, peligrosamente. Por otra parte, su condición de material fragmentario con muchas juntas obliga a una fuerte pendiente que facilita el deslizamiento de las tejas bajo la acción del movimiento sísmico. La amarra de las tejas mediante un alambre es engorrosa y difícil de controlar, por lo cual su eficacia se pierde por descuido o por oxidación total del alambre, a corto plazo. El talón de las tejas planas impide el deslizamiento cuando la techumbre está en reposo, pero es insuficiente al ser sacudido el edificio por un impulso sísmico. En el mejor de los casos, todas las techumbres de tejas deben ser rehechas en su totalidad después de un terremoto cuando el edificio ha permanecido en pie.

En el presente trabajo, al hablar brevemente de un criterio estructural asísmico, afirmamos que la continuidad entre los miembros estructurales era favorable a la resistencia de los edificios. Podemos agregar ahora que las experiencias de varios terremotos indica que la continuidad es indispensable, o al menos cierto grado de continuidad mínima.

Todos los sistemas constructivos realizan este grado mínimo de continuidad entre sus elementos constructivos, muchas veces indiscriminado pero obedeciendo siempre a la intención de enlazar, de repartir, de hacer participar al mayor número de tales elementos en el proceso del equilibrio. En el hormigón armado, esa continuidad existe por definición (monolitismo de proceso de amoldado). En el acero, se realiza fácilmente mediante el roblonado o la soldadura (a excepción de ciertos apoyos móviles que se diseñan de antemano para interrumpir la continuidad). En la madera, la realizan los clavos, tornillos y pernos con los cuales fijamos entre sí los elementos.

Al irrumpir, en la época actual, los sistemas de prefabricación de elementos, prefabricación total y construcción en serie, un grave escollo del diseño lo constituye la continuidad.

Prescindiendo de detalles, podría clasificarse la prefabricación en tres tipos bien diferenciados:

a) Prefabricación mediante moldeado en un sólo block de la mayor parte del edificio, aplicable a unidades pequeñas de uno o dos pisos y realizado en hormigón y últimamente en materiales plásticos.

b) Prefabricación a base de paneles de muros y de pisos, estructurales, pero que deben ligarse entre sí para constituir el edificio (aplicable también a unidades pequeñas).

c) Prefabricación de la estructura de pilares, marcos y vigas y de paneles no estructurales que actúen de relleno. (5-3).

El tercer tipo de prefabricación contiene las posibilidades de resolver edificios elevados y ha tenido gran desarrollo en los países socialistas (Unión Soviética, Checoslovaquia, Rumania). En Francia y en España son ya frecuentes edificios de tal tipo. Han contribuido a su realización el éxito espectacular del hormigón pre y post-tensado y el reemplazo de las losas monolíticas por placas formadas de viguetas y casetones prefabricados que, desde los albores del hormigón armado, fueron propuestas y realizadas en Alemania, Francia e Italia, especialmente en edificios de viviendas.

Este último aspecto, la supresión de los forjados (losa convencional) y su reemplazo por viguetas y casetones que encajan en ellas no es ni con mucho un cambio revolucionario en el concepto de construir; en cierta forma es una vuelta al pasado ya que primero existieron las vigas o viguetas paralelas de madera o acero como elementos divisorios entre pisos sobre las cuales (o entre las cuales) tenía lugar el tendido y ejecución de pavimentos y cielos. La losa constituyó por más de 40 años la superación indiscutida de los envigados como una limpia solución arquitectónica y un claro y racional uso del hormigón armado

NOTA 5-3.

Las limitaciones impuestas por un bajo desarrollo técnico y por la inercia del pasado condicionan que en Chile, un alto porcentaje de la construcción de viviendas se realice en uno y dos pisos, lo que a juicio del suscrito es un criterio técnico equivocado. Por lo tanto, la inquietud por la prefabricación se ha orientado principalmente a ensayos en ese campo.

En la época en que la construcción de los edificios era abordada con el solemne y sacrificado espíritu de los constructores de pirámides.

La diferencia estriba en el hecho que en un edificio de 6 pisos y 500 m². de planta —por ejemplo—, la ejecución de las losas representa por lo menos la mitad del tiempo total empleado en la obra gruesa y significa transportar en altura, un promedio de 1000 toneladas de material y colocarlo en obra, fabricando la losa *in situ*, con el empleo de unas 650 horas de jornales y leyes sociales.

Las viguetas de acero o de hormigón preensado son fabricadas en talleres fuera de la obra; tienen medidas exactas, pueden ser colocadas con gran rapidez y limpieza de procedimientos, conjuntamente con los casetones refabricados.

Este método y otros que el hombre sea capaz de crear y que tiendan a simplificar las obras pesadas, fragmentando la estructura en partes, retrotrae el problema al reticulado e introduce en nuestros sistemas constructivos sísmicos la grave duda de la insuficiente continuidad.

¿Qué comportamiento tendrán los pisos de viguetas durante un terremoto? ¿Son capaces de reemplazar a la losa monolítica en su papel de solidarizar los elementos verticales de un edificio? ¿Podemos prescindir de la función rigidizante de la losa y buscarla en otros elementos estructurales?

La respuesta a las dos primeras interrogantes puede darla el ensayo sobre modelos y un estudio analítico que no cabe en el presente trabajo. Sin embargo, se puede adelantar que las proposiciones actuales para usar viguetas prefabricadas y casetones en edificios elevados, en Chile, incluyen una losa de pequeño espesor hormigonada sobre los casetones y viguetas ya colocadas, cuyo exclusivo papel sería transmitir esfuerzos sísmicos.

Creemos que es posible, estudiando convenientemente la disposición de los muros de rigidez, estudiar asimismo la posición direccional de las viguetas prefabricadas y consumir losas convencionales en ciertas zonas del

edificio constituyendo “nudos” capaces de transferir los esfuerzos horizontales a los elementos que hayamos dispuesto.

Si queremos prescindir en absoluto de la losa como elemento rigidizante, en un sistema de viguetas y casetones prefabricados, la red horizontal de vigas maestras de un determinado piso, deberá ser estudiada como un conjunto, imponiéndole la condición de que sea capaz de resistir los momentos desarrollados en cada cruce o nudo y limitando las deformaciones a aquellas que sean compatibles con la super estructura de viguetas.

Esto dará origen a acartelamientos en el plano horizontal, forma a la cual los Arquitectos no estamos aún habituados.

Creemos que ya es tiempo de pensar en nuevos diseños constructivos para los materiales cuyo uso se avecina. Si bien es evidente que no existe todavía ninguna experiencia que aconseje abandonar los edificios rígidos, la prefabricación señala el camino del edificio flexible como el más racional.

6. CONTROL DE CALIDAD DE LA OBRA MATERIAL

Desilusiona grandemente a los Arquitectos novicios y a todo principiante en el arte de la construcción, constatar el casi total divorcio entre los supuestos teóricos de un plan de construcción y sus realizaciones prácticas. Aquellos parecen ser elucubrados como ciertas rígidas normas éticas, buenas para tranquilizar la conciencia de quienes las dictan, pero impracticables en la vida real.

La falta de relación entre las normas técnicas y su cumplimiento en las obras de construcción parece ser clásica en nuestro país; tiene carta de ciudadanía y mientras más ignorante es un jefe de obras o un profesional, mayor es su desprecio por la “teoría”. El asunto ha trascendido a los medios universitarios donde existe preocupación por contrarrestar la inconciente tendencia hacia el “practicismo” que, eufemísticamente, algunos denominan aprendizaje o enseñanza activa.

Por otra parte, el personal de obras, unos 120.000 a lo largo de Chile, no tiene en ge-

neral preparación técnica. Su escuela es la obra misma y —salvo excepciones— no pueden interpretar planos ni especificaciones. (Un panorama más detallado de esta situación fué expuesta por el autor en el N° 4 de la revista del ex-Centro Científico de la Vivienda).

Recientes actividades de la Cámara Chilena de la Construcción lograron interesar al Gobierno y a organismos internacionales en un plan de preparación de personal técnico. Tenemos el temor de que este plan esté sólo destinado a obreros muy bien dotados que pronto pasarán a las más lucrativas actividades de sub-contratistas, una vez que se consideren en posesión de conocimientos.

Un plan nacional de enseñanza técnica en la Construcción, debe ser aplicado fundamentalmente a la formación de aprendices tomando a los jóvenes al término de la escuela primaria, y combinando el aprendizaje teórico con la práctica en las empresas constructoras. El carácter de "nacional" representa que, tales escuelas deberán funcionar al menos en todas las capitales de provincia.

La situación expuesta justifica holgadamente la existencia del control riguroso de la obra material por el profesional responsable, quien deberá actuar pedagógicamente y con seguridad y firmeza frente a los sub-contratistas y frente a los obreros.

Se han elegido algunas faenas a título de ejemplo. Sabemos sobradamente que los controles que se recomiendan parecerán obvios a muchos de los lectores. Sin embargo, reiteramos nuestra afirmación inicial de que una grave responsabilidad recae sobre Arquitectos y Constructores en los países sísmicos. Las etapas que faltan por recorrer antes que podamos controlar y dirigir la energía de los terremotos no debe obscurecerse con los accidentes causados por negligencia.

Los planos, las Especificaciones técnicas y los cuadernos de órdenes poseen valor legal definitivo en un contrato de edificación; son instrumentos ejecutivos y cuando han sido elaborados a conciencia, son suficientes como base de control, el que podrá en estos casos, asegurar su cumplimiento. (6-1).

EXCAVACIONES Y FUNDACIONES.

Lo normal es que un terreno de fundación sea irregular, en aquellas características que podemos constatar externamente. Mas como la acción de las cargas sobre un terreno de fundación (medio semi-elástico) sobrepasa las capas superficiales, interesa juzgar a la consistencia del terreno en sus estratos más profundos, es homogénea.

El primer control debe ser ocular, a través de un pozo de 2 a 3 m. de profundidad que el Arquitecto debe observar relacionándolo con su propia información sobre el terreno de ese sector.

En las grandes ciudades existe un conocimiento práctico sobre los terrenos, una especie de carta geológica formada por los datos intercambiados por los constructores. Este conocimiento empírico sirve como primera información para edificios de planta densa con mucha superficie de apoyo y de poco compromiso estructural. Es, por supuesto, insuficiente para los terrenos artificiales formados con relleno reciente, así como para aquellos casos en que se observe claramente una gran irregularidad superficial del terreno. Entonces debe recurrirse al Laboratorio de suelos. Su juicio autorizado es imperativo en todos los edificios altos, especialmente si las cargas son transmitidas al terreno por pilares o trozos aislados de muros, no olvidando que la combinación de esfuerzos verticales y horizontales se traduce en compresión excéntrica en los dados de fundación, reduciendo la superficie real de apoyo, ya que toda la zona "traccionada" debe eliminarse del cálculo.

Cualquiera que sea el procedimiento que el Arquitecto utilice (inspección personal o Laboratorio) el control del terreno de fundación deberá ejercitarse en dos direcciones: composición y estabilidad física por una parte; uniformidad y capacidad real de trabajo,

NOTA 6-1.

En nuestro medio, las Especificaciones técnicas son poco rigurosas; de nulo contenido técnico, e inaplicables por su oscuro carácter legalista e interpretativo. La mayoría de las veces son rutinarias y anticuadas sin exceptuar las que elaboran los organismos oficiales.

por otra. Con estos datos puede pensarse en elegir el tipo más adecuado de fundación.

Prescindiendo del control del hormigón (material constitutivo del 90% de las fundaciones de edificios en Chile) que merece capítulo aparte, el Arquitecto debe velar porque se cumpla estrictamente el criterio y el plan con que las fundaciones fueron concebidas. Este criterio persigue en general enlazar eficazmente entre sí los distintos elementos de la fundación (continuidad horizontal) y proveer empotramiento completo para los elementos verticales de la estructura aérea (continuidad vertical). (6-2).

La roca compacta y el radier general del hormigón armado bajo un edificio constituyen situaciones ideales de continuidad horizontal de una fundación. Las funciones continuas entrelazadas ortogonalmente y la red de vigas de enlace que amarran entre sí las zapatas de los pilares aislados tienen igual finalidad.

Con demasiada frecuencia nos corresponde observar que los trabajos de alcantarillado extemporáneos obligan a romper las fundaciones continuas siendo muy difícil restablecerlas en buenas condiciones técnicas. Si esto es inevitable, el Arquitecto deberá instruir personalmente al Jefe de Obra para que planifique cuidadosamente el trabajo de obturación de esas perforaciones, lo que no debe dejarse a la responsabilidad de los sub-contratistas.

La continuidad vertical se refiere al monolitismo supuesto de los muros y pilares de hormigón armado, con respecto a su fundación. No existiendo una losa que ligue, al nivel de terreno, a todos los elementos entre sí, es totalmente discutible la arraigada costumbre de nuestros constructores de interrumpir ritualmente las faenas de hormigonado al aflorar con el material al nivel del suelo. Esta interrupción, dura de una a tres semanas durante las cuales, los trabajos de encofrados, el tránsito y los residuos

de la obra cubren la superficie endurecida del hormigón, haciendo así más difícil la problemática unión entre el hormigón fresco y el antiguo. En realidad, las demoliciones y los terremotos al poner en descubierto las partes débiles de un edificio nos han enseñado que las juntas muro-cimiento o pilar cimiento no eran en absoluto monolíticas; eran falsas articulaciones originadas por insuficiente adherencia de los hormigones de distinta edad.

Con precauciones muy elementales, dispuestas a lo largo del plan de obra, puede organizarse el hormigonado de muros y pilares **simultáneamente** desde la fundación hasta el primer tercio aéreo, donde los momentos son menores y es más sencillo preparar técnicamente a la superficie de hormigón endurecido para ejecutar una junta aceptable.

En estructuras de acero o de madera, el apoyo de pilares en su fundación es motivo de un diseño particular con fines al empotramiento o a la articulación, expresado en un plano de detalles que asegura su correcto funcionamiento. El control se limitará en este caso a hacer cumplir esos dispositivos.

ARMADURAS EN EL HORMIGON.

Existen, según una rara disposición de la Ordenanza General de Construcciones (Cap. XXIII) dos tipos de edificios: unos que no requieren verificación de estabilidad por ajustarse a dimensiones dadas por la misma Ordenanza, y otros que sí lo requieren.

Para los primeros que no van acompañados de planos detallados de estructura, el control del Arquitecto debe ser extremadamente riguroso, y debe solucionar personalmente todas las situaciones inciertas que en ellas se produzcan.

Las obras con planos de detalles estructurales de hormigón armado, son por otra parte tediosas de controlar y a menudo entregamos esa tarea a capataces o jefes de obra.

Se pueden constatar las siguientes fallas de la armadura como casos corrientes:

— Insuficiente espesor de la capa inerte en todo tipo de elementos de hormigón (es-

NOTA 6-2.

En contados casos los proyectos de arquitectura consultan apoyos articulados. Estos se diseñan en grandes estructuras de acero o en estructuras prefabricadas de hormigón.

pecialmente en subterráneos, donde debe ser generosa, y en hormigones a la vista).

- Insuficiente longitud de empotramiento de las barras en las zonas de tracción.
- Desorganización de las armaduras en los apoyos de losas y vigas continuas por mala interpretación de los detalles. (No se respetan, en general, las separaciones entre barras ni entre filas de barras) lo que impide un hormigonado correcto.
- Amarras débiles o inexistentes en los estribos de pilares, lo que permite que estos descendan durante el apisonado o vibrado, agrupándose al fondo del pilar.
- Armaduras de pilares y de cadenas de largo insuficiente, desvirtuándose con ello el natural enlace que debe existir entre esos elementos y permitiendo su ruptura en movimientos sísmicos sostenidos.
- Supresión de barras dobladas; corrimiento de los puntos de inflexión de las mismas.
- Supresión de los refuerzos en las zonas de momentos negativos.
- Ejecución de estribos y barras de armadura con material en rollos, insuficientemente estirado y no apto para trabajos de tracción.
- Armaduras sucias con pintura o lubricantes que impiden la adherencia.

Las fallas enumeradas tiene por lo general, fácil corrección y su causa radica exclusivamente en la falta de conocimientos de los encargados o jefes de obra, quienes no están en condiciones de calificar lo importante y lo superfluo, procediendo en la mayoría de los casos sólo de buena fe.

Los edificios de madera resultan considerablemente flexibles comparados con los de hormigón o albañilería con losa de entrepiso. En ellos no es posible, económicamente, obtener elementos de rigidez ni menos enlazarlos (losa) para un trabajo solidario. Aquí, en la estructura de madera, cada elemento deberá soportar por sí mismo las consecuencias de la acción sísmica.

El tabique o muro de madera se organiza a base de barras verticales (piedrechos) y horizontales (soleras) formando un reticulado plano. La indeformabilidad relativa del conjunto se obtiene triangulando el reticulado con diagonales. (6-3).

Se trate de edificios industriales estructurados con pilares de madera o de edificios densos que posean pilares y tabiques, es indudable que su respuesta a la sollicitación horizontal será la deformación por flexión y — rara vez — el esfuerzo cortante.

La madera posee una gran capacidad de deformación recuperable (elástica); no así sus vínculos habituales (clavos, pernos, tornillos).

La ruina de un edificio de madera en un terremoto ocurre principalmente por desararticulación de sus vínculos o por ruptura (corte) de los enlaces de sus elementos con la fundación, zonas que debemos controlar con particular interés.

Las fundaciones de edificios de madera se ejecutan por regla general de hormigón, ya sea vaciándolo en las excavaciones o prefabricando la fundación en un taller. Los pilares aislados y los tabiques se fijan a ellos mediante anclajes de acero de uso universal.

No es necesario enumerar o comparar un anclaje con otro. Baste decir que, intuitivamente, y por regla general, el proyectista cuenta allí con un empotramiento y la solución constructiva debe realizarlo a la manera más eficaz posible.

Los anclajes de edificios de madera a la fundación serán dimensionados al esfuerzo cortante y a la tracción (volcamiento del tabique). El número de anclajes deberá ser tal, que reduzca a límites admisibles la fatiga de la madera aplastada contra ellos. El anclaje,

NOTA 6-3.

Un nuevo concepto de "muro de madera" sale a luz con la difusión de numerosas placas de revestimiento, cuyas propiedades similares a las de la madera natural las hace aptas para su fijado con adhesivos a la estructura leñosa. Evitando el pandeo con estas fijaciones, las placas confieren a los tabiques notable rigidez.

por fin, debe ser ajustable mediante tuercas a objeto de que, con aprietes sucesivos, se contrarreste la contracción causada por la deshidratación de la madera y ésta permanezca firmemente apoyada a lo largo de su fundación.

El control se ejecutará primero sobre el plano y detalles de fundación por ser muy difícil las correcciones en obra.

Los diámetros de los agujeros, la firmeza de los anclajes, el tamaño y grosor de las arandelas, el apriete de las tuercas deberán ser cuidadosamente vigilados.

Las conexiones o vínculos de las distintas partes de una estructura de madera se realizan, según la magnitud de las solicitaciones, directamente o mediante la interposición de placas de nudo (refuerzos, goussets, etc.). Dos son los aspectos interesantes en el diseño y control de una conexión en madera: la sencillez y limpieza de la ejecución y la eficacia en el reparto de tensiones. (6-4).

Para satisfacer el primero hace falta una gran sensibilidad constructiva y una larga práctica en esta clase de uniones. Exactitud planimétrica de las caras de contacto; simplificación de los cortes y del trabajo de carpintería en la junta; clara indicación del sentido del mayor esfuerzo.

El segundo se cumple primero con un correcto análisis de los esfuerzos de la unión (cálculo), su traducción dimensional y un conocimiento profundo de las cualidades de la madera.

No puede el constructor olvidar que la madera es un material vivo, fibroso, anisotrópico; que su resistencia es desigual en los diversos sentidos y que los elementos de unión, por muy bien diseñados que sean, serán inútiles si no son correctamente colocados.

NOTA 6-4.

En Chile, la construcción en madera es anémica y existen escasas muestras de estructuras modernas y de cierta importancia concebidas racionalmente en su forma y en sus elementos de unión. No se han utilizado, por ejemplo, los conectores o anillos de conexión tan difundidos en los países europeos y en Norteamérica, y que constituyen un genial recurso para aumentar el área comprometida en la transmisión de tensiones.

El control debe ejecutarse principalmente sobre las distancias de los orificios de clavos y tornillos a los bordes de las piezas (rara vez indicados en los planos de detalles); las secciones activas a que se reducen los miembros estructurales una vez hechos los "rebajes" para espigas o pernos; el debilitamiento "general" que una pieza experimenta por rebajes seriados; los nudos pasados en zonas de esfuerzos; las grietas espontáneas de las piezas de madera; las zonas atacadas por organismos vivos; la dirección de las fibras cuando se trata de fijar tirafondos o tornillos.

El usos de adhesivos industriales revolucionará, a no dudarlo, las formas de unión de la madera, ya que permite repartir automáticamente los esfuerzos en la totalidad de las piezas, sin desmedro de las secciones útiles, y sin necesidad de refuerzos metálicos.

CONTROL DE LA OBRA DE HORMIGÓN.

No deseamos referirnos, sino de paso, al control del material mismo, por cuanto su compleja composición y la considerable importancia que reviste el uso intensivo del hormigón en Chile, exige una monografía especial.

Se trata más bien de constatar las numerosas fallas en que generalmente se incurre en los trabajos de hormigonado, faena que en Chile se realiza con doméstica negligencia.

La fabricación de nuevos cementos; las industrias seleccionadoras de áridos; la fabricación de mallas soldadas para reemplazar la armadura ordinaria de las losas y el anuncio de la puesta en marcha de varias industrias de pre-tensado aseguran un resurgimiento en el empleo del hormigón y la necesidad de un control mucho más severo sobre su colocación en obra.

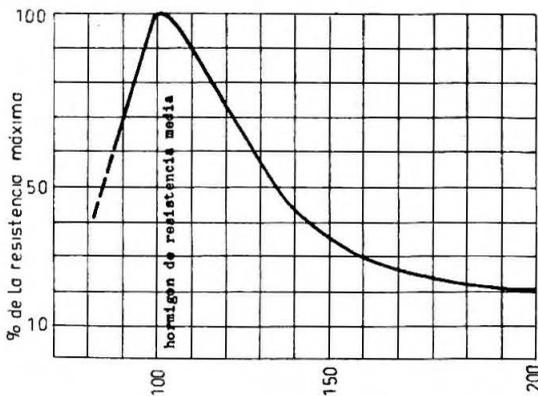
Los organismos técnicos especializados y algunos profesionales tienen conciencia de la importancia de este control y reconocemos que se ha avanzado en la redacción de normas y que se ha iniciado un trabajo pedagógico dirigido a difundirlo. Sin embargo, estas medidas resultan insuficientes cuando no alcanzan, por lo limitado de los medios de difusión, a impresionar a los actores mismos, a los constructores, Jefes de obra y obreros de la construcción.

Si al constatar las fallas en los procesos de hormigonado incurrimos en juicios ya demasiado vulgarizados entre técnicos, las explicaciones anteriores creemos que nos justifican suficientemente.

Prescindiendo del factor resistencia del hormigón (que aquí consideramos como una constante discriminativa del proyectista), hay dos factores esenciales que determinarán el fracaso o el éxito de una faena de preparación de hormigón.

Ellas son: a) la uniformidad que se logre en la calidad del material preparado y b) el esmero con que logremos rellenar los encofrados asegurando el monolitismo de la estructura de que forman parte. (6-5).

El hormigón es extraordinariamente sensible a los cambios entre las proporciones de sus componentes.



proporción % de agua con relación a la cantidad que realiza el hormigón más resistente

El gráfico tomado de Max Jacobson, ilustra sobre las variaciones de la resistencia del hormigón, cuando se hace variar la razón Agua-cemento.

NOTA 6-5.

No quisimos definir el segundo factor como "Capacidad" por cuanto este término designa universalmente una propiedad del hormigón. Como se dijo al principio de este párrafo, las cualidades del material y su control merecen capítulo aparte.

El cuadro 6-2 (tomado del Manual para la aplicación del Cemento Melón) indica las variaciones de resistencia para distintas cantidades de cemento por m³ de hormigón.

CUADRO 6-2.

Cemento contenido en 1 m ³ de hormigón	Valores usuales de la resistencia a compresión a los 28 días (en Kg/cm ²)
170 K (44 sacos)	65 a 100 Kg/cm ²
212 " (5 ")	95 " 135 "
255 " (6 ")	125 " 170 "
297 " (7 ")	150 " 200 "
340 " (8 ")	175 " 220 "
382 " (9 ")	195 " 240 "
425 " (10 ")	215 " 260 "

Y el cuadro 6-3, del mismo origen, da las variaciones de resistencia en relación al tamaño máximo del agregado grueso.

CUADRO 6.3.

Tamaño máximo del ripio en mm.	Resistencia a compresión en %
25 mm.	100
50 " "	110
100 " "	125
150 " "	130
200 " "	138
250 " "	139

Por otra parte, la proposición de Abrams que dice que "mezclas de áridos de igual módulo de fineza y que contengan la misma cantidad de agua, proporcionan hormigones de igual plasticidad e igual resistencia", nos asegura el camino teórico para obtener la uniformidad deseada.

En síntesis, el control de la uniformidad es fundamental y debe practicarse en todas las faenas de preparación de hormigón por modestas que sean. Significa que el cemento debe ser pesado o empleado siempre en sacos completos; que el ripio y la arena deben ser medidos en volumen o en peso, exactamente, y jamás apreciados "a ojo"; que el agua, una vez determinada la cantidad más conveniente, debe ser incorporada a la mezcla siempre en la misma cantidad; que el tiempo de revoltura —en betoneras— y la velocidad del tambor deben ser constantes.

Todo lo anterior se cumple en gran medida cuando se recurre a los equipos de do-

sificación y mezclado automáticos; resulta un tanto ilusorio obtener el mismo rigor de control con el personal directivo actual de las obras, cuyo tiempo se emplea en el mayor porcentaje ejerciendo vigilancia sobre el rendimiento bruto de los obreros a su cargo, en constante actitud defensiva por el régimen de salarios e inestabilidad en que transcurre su existencia de trabajadores.

El llenado de moldes o encofrados es aparentemente una tarea fácil a ojos de gente inexperta.

Pocas veces los encargados de obra consideran digno de mención el hecho de haber constatado dificultades en los encofrados o en las armaduras que impiden un llenado correcto. Por regla general, el Jefe de Obra soluciona el asunto a su manera, agregando agua al hormigón, disminuyendo o suprimiendo, en numerosos casos, el árido grueso y, en otros, parte de la armadura.

Pasado un cierto límite, el exceso de agua provoca la segregación de los materiales que integran el hormigón y resulta contraproducente para el objeto inicial de mejorar la plasticidad. (Es mecánicamente imposible, por ejemplo, llenar con ripio solo una saliente en un encofrado, o evitar "nidos" en las zonas fuertemente armadas).

Con frecuencia ocurre que, al dibujar las plantillas de las armaduras de una obra de hormigón (destacado del fierro) el proyectista no indica en sus borradores las precauciones elementales que deben tomarse para asegurar el flujo y escurrimiento correcto del material. La plantilla posee una escala para dos dimensiones; el diámetro de las barras no alcanza a ser apreciado en esta escala y la distribución de barras en un nudo es meramente teórica. Se omiten en los planos de detalles indicaciones concretas sobre el espesor de la capa inerte; la separación entre barras, el número máximo de barras en una capa de armaduras y el sencillo expediente de disponer 2 o más capas de armadura para aliviar las secciones recargadas.

Todo jefe de faenas de construcción hará un acucioso análisis de los planos de detalles de armaduras de hormigón armado antes de

entregarlas al operario doblador y planteará al calculista las modificaciones destinadas a facilitar el escurrimiento del hormigón en los moldes.

Cometeríamos un error, al omitir en este trabajo, una referencia a las ventajas del vibrado o compactación mecánica en atención a que estas ventajas no son ya una novedad para nadie en Chile. La verdad es que sólo un 8% de la totalidad del hormigón usado en la edificación ha estado sujeto a vibración. (6-6).

Las ventajas de la vibración son:

- Perfecta compactación del hormigón, aún en los encofrados más difíciles;
- Maniobrabilidad del equipo (30 a 40 Kg de peso) y corto tiempo de operación (2 a 3 minutos por m³); comodidad de la operación;
- Considerable aumento de la resistencia inicial, al disminuir la cantidad de agua necesaria y la exigencia de una gran plasticidad;
- Aumento de todas las cualidades deseables del hormigón, al efectuarse un vibrado correcto.

En Chile se es reacio al uso de vibradoras y de otros adelantos mecánicos, por las mismas razones y mentalidad que en 1910 condenaron las ventajas del automóvil.

El primer paso deben darlo los organismos oficiales que tienen departamentos técnicos y controlan obras de edificación, donde es más fácil imponer disciplinadamente esta medida que sólo puede acarrear beneficios técnicos y económicos a la Construcción en general.

(La última parte de este trabajo: "Experiencias del terremoto de Mayo", será publicada en el N° 4 de "TECNICA Y CREACION").

NOTA 6-6.

El dato es aproximado y ha sido deducido del número de vibradoras importadas en los últimos 5 años y de la cantidad de hormigón consumido en edificación, excluyendo "Pavimentación" donde es obligatoria.