

mucho más allá de los límites en los cuales el efecto P-Delta comienza a ser un fenómeno determinante en el colapso del edificio. También se pudieron observar rótulas plásticas en los nudos (Foto 5.6). La inspección visual de los daños en Armenia, permite pensar que las deficiencias anteriormente descritas se combinaron con asimetrías en planta y construcción de insuficiente calidad para llevar al colapso a un número tan notable de construcciones de hormigón armado, principalmente con alturas entre tres y seis pisos. Existen edificios de mayor altura en Armenia pero no muchos de más de ocho pisos. En estructuras que parecen ser recientes se observaron fallos en pilares cortos derivados del confinamiento dado por muros que no llegaban a la altura total del pilar con el fin de suministrar iluminación y ventilación a las áreas ocupadas

Daños en edificios durante el terremoto del Mar de Mármara, Turquía 1999

Los daños en este caso se concentraron en su mayoría en edificios relativamente modernos, construidos en los últimos veinte años en el área correspondiente a siete provincias, en una distancia de 250 km entre Estambul y Bolu. Las víctimas de este terremoto, como las del sismo del 12 de noviembre en la zona de Düzce, prácticamente en su totalidad fueron causadas por el colapso de los edificios. La fuerte vibración del suelo, la deformación excesiva del terreno debido a la licuefacción o el hundimiento y la ruptura en superficie de la falla, fueron la causa de cientos de colapsos en la zona. Numerosos edificios ubicados directamente encima de la traza de la falla sufrieron desplazamientos laterales de hasta 3 m y verticales del orden de 2 m. Varios edificios y áreas de espacio público se sumergieron en el Mar de Mármara como resultado del hundimiento del terreno (Foto 5.7). Cerca del 70% de los edificios en poblaciones tales como Gölcük, Adapazarı, Topcular y Kular, fueron gravemente dañados o colapsaron. Los edificios en su mayoría se construyeron con materiales de muy mala calidad. El acero de refuerzo utilizado prácticamente en la totalidad de las estructuras era acero liso no dúctil de baja resistencia ($2,100 \text{ kg/cm}^2$), con una capacidad de elongación que posiblemente no alcanza a superar el 5%. Este es un valor muy por debajo del exigido como mínimo para el acero en zonas sísmicas por las normativas existentes en la actualidad en diferentes partes del mundo. Este aspecto de especial importancia para garantizar el comportamiento dúctil y de alta capacidad de disipación de energía inelástica, fue el gran ausente en este terremoto, posiblemente debido a que la introducción del acero corrugado de alto porcentaje de elongación ha sido reciente. El fallo frágil del acero fue posible identificarla en un amplio número de casos, donde se podía ver sin dificultad el refuerzo expuesto de los elementos estructurales.



Foto 5.7: Debido a la hundimiento varios edificios quedaron sumergidos.

Por otra parte, la corrosión del acero ha sido generalizada en la zona por la falta de recubrimiento debido a las dimensiones insuficientes de las vigas y pilares. Se pudo detectar no sólo en los edificios dañados sino

también en estructuras en proceso de construcción, que el acero en ocasiones queda expuesto, sin recubrimiento de hormigón alguno, en una zona que ambientalmente por su contenido de salinidad no podría esperarse otra cosa que un acción corrosiva acelerada. También, es importante indicar que sólo se observaron redondos de diámetros menores, lo que es típico con aceros lisos y de baja resistencia. A primera vista también fue posible detectar que la calidad del hormigón es bastante pobre. Sólo a principios de los años 80 se inició el uso del hormigón premezclado, que se usa en la actualidad en un 40% de las construcciones. Es decir, en la mayoría de los casos el hormigón se realiza en obra y su control de resistencia es muy deficiente. No sólo los valores de resistencia han sido bajos sino que su dispersión es muy alta. En muchos edificios en proceso de construcción se pudo comprobar que los elementos estructurales quedan mal vibrados y que el hormigón no alcanzaba a llegar a todos los sitios del encofrado, quedando así con zonas de mayor concentración de agregado y poco cemento. Posiblemente esto se debe a que las dimensiones de los pilares y las vigas han sido insuficientes y a que no se han utilizado técnicas adecuadas para la vibración del hormigón una vez colocado (Foto 5.8 y 5.9).



Foto 5.8: Estructura en construcción donde se detecta la falta de recubrimiento.



Foto 5.9: Estructura donde se aprecia la falta de vibrado del hormigón.

Los edificios afectados por el terremoto no cumplían en su mayoría los requisitos de la normativa de construcción sismorresistente. Resultado del gran terremoto de Erzincan, en 1939, de magnitud 7.9, Turquía ha tenido un código de construcción sismorresistente desde 1940, cuando adoptó unos requisitos temporales y su primera normativa en 1942. Dicha normativa se ha actualizado técnicamente en muchas ocasiones a lo largo de los años y sus últimas modificaciones se han hecho en 1975 y 1997. La última actualización se realizó oficialmente en julio de 1998 por el Ministerio de Obras Públicas y Asentamientos Humanos, por lo tanto no ha existido un descuido institucional en cuanto mantenerse al día en materia de diseño sismorresistente. Sin embargo, es totalmente evidente que dicha normativa no se ha aplicado debidamente. Las disposiciones actuales como las anteriores indican, por ejemplo, que la dimensión mínima de un pilar no puede ser menor de 25 cm y que el área mínima de la sección no debe ser inferior a 750 cm^2 , situación que no se cumple en ningún caso en los edificios construidos en la zona, que esta situada en el área de mayor actividad sísmica del país. Es común encontrar pilares en los que el ancho de la sección rectangular tiene 15 cm o, en el mejor de los casos, 20 cm, posiblemente con el fin de que los pilares tengan un espesor similar al de las paredes o tabiques divisorios. Esta circunstancia indica que los pilares son excesivamente esbeltos, más si es habitual encontrar que la primera planta de los edificios es de mayor altura que las demás, posiblemente con el fin de promover su uso para comercio, lo que facilita que se produzca un mecanismo de fallo por el efecto de piso débil o blando y fallos por esfuerzo axial o debidos al momento de vuelco.

Debido a una muy alta relación de aspecto de la sección de los pilares, en el sentido del eje débil del elemento existe una muy alta esbeltez que facilita la formación de rótulas plásticas, que se expresan en fallos por cortante y pandeo de los redondos de refuerzo longitudinal. Por la misma razón, se observa una alta demanda de esfuerzos de flexión en el sentido del eje fuerte, que se traduce en fallos por flexión y pandeo del refuerzo en el extremo del pilar y eventuales fallos por cortante en el espacio medio de su altura.

Ahora bien, el otro lado de la sección en los pilares es de 40 cm o 50 cm de manera usual, lo que da una falsa apariencia de notable rigidez, en particular en edificios de dos y tres pisos. Sin embargo, la debilidad y esbeltez del pilar en la otra dirección contribuye de manera notable a que muchos edificios fallen por insuficiencia de rigidez. Este hecho lo agravó, en muchos casos, que los entrepisos hayan sido losas planas o placas aligeradas muy delgadas, lo que significó que las losas contribuyeron a dar una mayor flexibilidad al sistema estructural en su conjunto y, por lo tanto, mayor deformación o deriva ante cargas laterales, dado que no hubo una acción de pórtico resistente a momento. Se puede afirmar que hubo innumerables casos de inestabilidad local o global por efecto P-Delta.



Foto 5.10: Mala configuración estructural de entramados que forman pórticos.

También ha sido generalizado el uso de losas de hormigón armado vaciadas en el sitio, de máximo 10 cm entre vigas y de 5 cm en los voladizos de balcones, con vigas en algunos casos relativamente altas de

40 cm, propensas al pandeo lateral debido a que el ancho de la sección no superaba en ningún caso los 15 cm. El pandeo lateral se registró debido a la debilidad de la unión en los nudos con los pilares a las cuales a menudo las vigas se conectaban en forma excéntrica (Foto 5.10). Por otra parte, es importante destacar que, en la mayoría de los casos, los pilares no conformaban con las vigas pórticos bien definidos en un plano, es decir, en ocasiones las vigas se apoyaban sobre otras vigas y que los pilares no se encontraban alineados.

Estos aspectos parecen ser una práctica común que se ha replicado en la construcción informal a pesar de que la normativa de construcción desestima este tipo de prácticas, castigándolas como irregularidades de configuración para el análisis y diseño. Es importante mencionar que a un número significativo de edificios les falló el primer piso por la ausencia de muros que evitaran la acción del efecto de piso débil o blando y en muchos casos por la pérdida de muros construidos de manera usual sin conexión alguna a la estructura y con ladrillo de perforación horizontal que es altamente frágil.

Aunque se podría decir que algunos edificios parecen porticados con tabiques de ladrillo, o incluso de mampostería de ladrillo confinada, la realidad es que debido a la disposición arquitectónica de los pilares, en muchos casos los muros en la periferia del edificio no quedan confinados por los pórticos, lo que significa que las paredes o tabiques no sólo pueden caerse fácilmente sino que no contribuyen a aportar rigidez a la estructura.

El desconocimiento o la no aplicación del código de construcciones es aun más evidente debido a la falta de un adecuado detallado del refuerzo. La insuficiencia del acero y su colocación descuidada en los pilares, vigas y nudos de las estructuras son sin duda la causa del fallo frágil y súbito generalizado en los edificios afectados. La mayoría de los colapsos parciales o totales se debieron a un pésimo comportamiento, no dúctil, de las estructuras, que no les permitió disipar energía inelástica. La insuficiencia de acero transversal en vigas y pilares ha sido la constante en este tipo de edificios donde, por falta de confinamiento en la zona de los nudos, no fue posible que se desarrollara una adecuada capacidad de resistencia y disipación de energía frente a las sollicitaciones sísmicas.

Los estribos eran insuficientes y usualmente se encontraban separados 20 o 25 cm. El gancho no doblaba a 135° sino a 90°, lo que facilitó que los aros se abrieran y el acero longitudinal pandeara. De igual forma puede afirmarse que el acero longitudinal en su mayoría fue insuficiente si se tiene en cuenta que en muchos edificios es acero liso de baja resistencia. Errores de despiece se encontraron en muchas estructuras, en las que no se logró un adecuado desarrollo del refuerzo por falta de anclaje y adherencia (Foto 5.11) y se encontró que los solapes en los pilares usualmente se localizaban inmediatamente por encima de las placas de piso y en algunos casos formando desde arriba un gancho que terminaba en la losa de cada entrepiso (Foto 5.12).

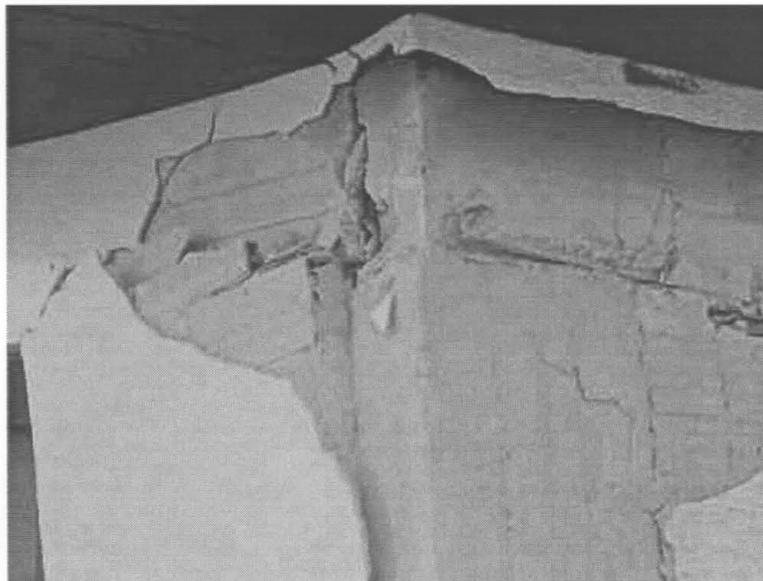


Foto 5.11: Deficiente detallado del refuerzo, falta de anclaje y de adherencia.