

# Terremotos, arquitectura y la Norma Chilena NCh433. Of.72. Cálculo Antisísmico de Edificios (1959-1972)<sup>1</sup>

**Marco Barrientos**

Artículo producido a partir de tesis doctoral

Profesor guía: Horacio Torrent

Las lecciones arquitectónicas y estructurales que deja un evento sísmico relevante se miden con posterioridad al suceso, a la luz de sus probables efectos nocivos en la edificación. Por ello, la experiencia es una variable crucial que nutre las investigaciones ligadas a la sismorresistencia y las disciplinas que concurren en este campo. En este sentido, buena parte de los trabajos relacionados con el perfeccionamiento de los métodos de cálculo estructural y resistencia de la edificación han estado concentrados en el campo de la ingeniería. En contraste, y por diversas razones, los trabajos histórico-arquitectónicos han quedado rezagados. Estudios desarrollados desde esta perspectiva, sin embargo, contribuyen a comprender de modo más amplio la compleja relación entre el fenómeno sísmico y las construcciones, considerando que los problemas de la edificación y su resistencia frente a los terremotos no sólo pasan por consideraciones estructurales, sino que también por variables constructivas, materiales y morfológicas que atiende precisamente la arquitectura.

Una de las particularidades del caso chileno radica en la alta recurrencia sísmica, convirtiéndola en un factor decisivo en materia de regulación edificatoria y prevención de la destrucción. Los principales ajustes efectuados a los diversos instrumentos de regulación existentes en la actualidad (Ordenanza General y Normas varias) deben ser comprendidos en un sentido extendido en el tiempo, donde el factor histórico resulta crucial, derivado a la experiencia de grandes terremotos ocurridos en el pasado (Barrientos, 2016). En efecto, el caso chileno – al igual que el japonés – ha logrado establecer estándares de resistencia sísmica de relativa eficiencia a costa de traumáticas experiencias pasadas, particularmente durante el siglo XX. En contraste, la escuela californiana ha debido recurrir a modelos de simulación para poder establecer aproximaciones al comportamiento que tendrán determinadas construcciones cuando ocurra un evento de cierta magnitud.

La implementación de la Norma Chilena NCh433. Of.72. Cálculo Antisísmico de Edificios en 1972 se debe entender como parte de un proceso de regulación legal de la edificación más amplio en el tiempo, desarrollado desde comienzos del siglo XX (Barrientos, 2018). Como parte de dicho proceso, uno de los instrumentos de regulación más importante, anterior a la Norma, fue la Ordenanza General de Construcciones y Urbanización, cuya primera edición fue publicada en 1930 (Barrientos, 2016)<sup>2</sup>. Ahondar en los alcances de la Ordenanza previo al período de redacción de la Norma NCh433 excede los límites de este trabajo. Pero, para comprender parte del proceso, es importante señalar algunos hitos importantes.

A grandes rasgos, la Ordenanza General vigente entre 1930 y 1949 tuvo dos grandes momentos". El primero (1930-1939) asimiló el fenómeno sísmico como fuerza horizontal aplicada a una construcción determinada sobre un plano de fachada. Es lo que se conoce como el método de cálculo estático, que supone al edificio como varilla empotrada al suelo. El segundo momento (1939-1949), en tanto, estuvo marcado por la vasta destrucción que produjo el terremoto de Chillán de 1939, lo que derivó en la crítica al método estático y la posterior incorporación del método dinámico. La diferencia sustancial con el método anterior radica básicamente en la interpretación del fenómeno sísmico como ondas en propagación que se desplazan con una cierta amplitud (velocidad, aceleración y tiempo) por un terreno determinado. Y, desde el suelo, tales vibraciones (u ondas) se transmiten a las fundaciones y al resto de la edificación en sentido ascendente.

Pero si la Ordenanza General fue un instrumento que tuvo por objeto regular las construcciones y la urbanización en el país, la redacción y oficialización de la Norma NCh433. Of.72 redundó en la implementación de un instrumento regulatorio destinado exclusivamente al cálculo estructural de edificios en Chile<sup>3</sup> y, con ello, su escisión de la Ordenanza General<sup>4</sup>.

Las consecuencias de este hecho fueron más amplias que las observadas desde un punto de vista legal o administrativo. En lo sustancial, la Norma Chilena marcó un punto de inflexión en la historia de la regulación sísmica del país, lo que permitió una aproximación hacia el paradigma en el diseño estructural probabilista y el abandono del paradigma determinista imperante en décadas anteriores. Vale decir, la asimilación de una condición fundamental en que:

[...] los valores de resistencia [considerados] (...) acepta un valor estimado reconociendo que el (...) [material] puede fallar –o bien– puede ocurrir que no siempre se alcance el valor esperado en el estudio. No así en su versión anterior del año 1952, que son del tipo “determinístico” considerando los resultados como mínimos absolutos, no siendo aceptados valores inferiores a ellos (Arriagada, 2011:3).

Sin embargo, la oficialización de la Norma NCh433 no significó la sustitución completa de las materias contenidas en la Ordenanza General que la antecedió. De hecho, ambos métodos de cálculo estructural – estático y dinámico – también fueron recogidos en la Norma NCh433. Así, la separación de la Norma respecto de la Ordenanza General condujo hacia un marco legal de regulación científico más especializado y circunscrito únicamente al campo de la ingeniería. Con todo, es importante destacar que la coexistencia de dos – o más – instrumentos regulatorios no impide su efectividad, como señaló Flores al decir:

La Ordenanza de 1949 ha desempeñado un rol muy importante en el buen comportamiento sísmico de construcciones que tuvieron que resistir los efectos de nuevos terremotos destructivos. (...) La idea de establecer dimensiones mínimas para elementos de edificios que no requieren cálculos de estabilidad ha resultado ser muy útil y ha constituido un procedimiento seguro para el diseño de construcciones menores (Flores et. al., 1993:164).

Desde esta perspectiva, la promoción de la redacción de la Norma sirvió de complemento a las disposiciones – más generales – contenidas en la Ordenanza, antes que un documento crítico y sustitutivo del anterior. Esta postura es contraria, sin embargo, a los planteamientos formulados por el ingeniero chileno Hugo Bertling durante la primera Conferencia de Ingeniería Sísmica desarrollada en California en 1956. En dicha ocasión expresó su postura crítica no sólo sobre la Ordenanza General de 1949, sino que sobre el propio cuerpo profesional del que formó parte. Para Bertling, “La Ordenanza de Construcción [1949] contiene regulaciones distintas a los cálculos del período natural de vibración de los edificios. Dichas regulaciones están obsoletas y los ingenieros estructurales las ignoran” (Bertling, 1956:20-9).

En un sentido más amplio, la principal contribución de la Norma radica en la inclusión de los conceptos, métodos y criterios asociados al espectro de aceleraciones y la consideración del momento de corte basal y el momento volcane del edificio. Posteriormente, tales avances permitieron, por ejemplo, el estudio de “un modelo estructural con distribución continua de masa y rigideces horizontales de la estructura que permite el estudiar el problema de la

respuesta sísmica de edificios altos” (Castro, 1980:1). Tales aproximaciones teóricas al comportamiento y desempeño estructural de los edificios en medios sísmicos, sumado a “la necesidad de conseguir construcciones monolíticas y continuas, recomendaciones que, como se sabe hoy día, son básicas en ingeniería sismo-resistente” (Flores et. al., 1993:164) fueron cimentando progresivamente las bases sobre las cuales se ha ido conformando la arquitectura de los terremotos en Chile, caracterizada en parte por la adopción de recursos orientados a la resistencia estructural por rigidez y monolitismo en hormigón armado.

#### ANTECEDENTES DE LA NORMA CHILENA NCH433 OF-72

Como se mencionó anteriormente, la entrada en vigencia de la Norma Chilena NCh433 no significó la obsolescencia del instrumento anterior (Ordenanza 1949), sino que, por el contrario, adoptó y validó parte de los criterios allí establecidos. Especialmente los métodos de cálculo estático y dinámico, si bien condicionados a un problema de altura de la edificación, donde el método estático quedó constreñido a edificios de 45 metros (o 15 pisos) de altura máxima, mientras que el método dinámico resultó aplicable a toda construcción independientemente de su altura (Arias et. al., 1969:44).

La década comprendida entre 1949 y 1959 fue un período caracterizado por cierta estabilidad, durante el cual operó la Nueva Ordenanza General sin modificaciones al texto fijado en 1949. Sin embargo, en mayo de 1960 se produjo la mayor crisis sísmica registrada en el país y el mundo. Los efectos y repercusiones de dicha secuencia sísmica, con un pico de magnitud estimado en 9,5 Mw, trascendió la catástrofe y destrucción de la extensa zona afectada al sobrepasar las escalas de medición vigentes hasta entonces (Richter, Mercalli modificada, escala chilena, entre otras).

El medio internacional especializado dio cuenta del evento al inicio de la segunda reunión del World Conference Earthquake Engineering celebrado en Japón a pocos días de la catástrofe. Las conferencias que siguieron (Nueva Zelanda, 1965 y Chile, 1969) sirvieron de instancia para el intercambio y debate en torno a los efectos del terremoto de Valdivia de 1960, pero también para los eventos de Agadir (Marruecos) y Lar (Irán), ambos registrados ese mismo año. Una de las principales observaciones que arrojó el cataclismo de Valdivia puso énfasis en el registro de un valor de magnitud inédito, factor crucial para el cálculo y diseño estructural. Este hecho coincidió también con la incorporación del espectro de aceleraciones en la Norma Chilena, que conceptualmente se inscribe en el paradigma probabilístico. En efecto, este espectro en particular tiene por objeto establecer los rangos de aceleración de un determinado evento sísmico. Esta herramienta (espectros), ensayada tempranamente en California hacia la década de 1930, permitió en el medio local aproximar parámetros de aceleración aplicados con especial utilidad en edificios en altura, donde las aceleraciones se acrecientan a medida que lo hace la altura total de la unidad o conjunto.

Pero, contrario a lo que pueda suponerse, el diseño y redacción de la Norma Chilena NCh433 Of:72 no se inició como reacción a la crisis sísmica de

1960. En efecto, ya en 1959 el Instituto Nacional de Investigaciones Tecnológicas y Normalización (INDITECNOR) ordenó la conformación de un comité de expertos con el fin de iniciar los estudios de un nuevo instrumento de regulación nacional que sustituyera la Ordenanza vigente<sup>5</sup>, atendiendo la necesidad de incorporar nuevas disposiciones y generar un cuerpo normativo autónomo y específico para el cálculo estructural.

El texto definitivo que fijó la Norma NCh433 Of:72 fue resultado de tres etapas o borradores previos<sup>6</sup>. El primero corresponde al proyecto de Norma elaborado por el ingeniero Leonardo Bitrán, titulado *Cálculo de solicitaciones sísmicas en las construcciones*, posiblemente fechado en 1959<sup>7</sup>. Un segundo proyecto fue presentado en 1962 por los ingenieros Arturo Arias y Raúl Husid, integrantes del Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM)<sup>8</sup>. Mientras que un tercer proyecto, denominado *Proyecto de Norma de Cálculo Antisísmico de Edificios*, publicado en el número de junio de 1962 de la *Revista Chilena de Racionalización*, fue el antecedente directo de la versión definitiva<sup>9</sup>.

En lo sustancial, la propuesta desarrollada por Arias y Husid fue un referente directo del texto normativo definitivo. De hecho, sirvió “de base de discusión al comité respectivo [INDITECNOR] con el fin de reemplazar las normas actuales, vigentes desde 1939 [sic]” (Arias, Husid, 1962:121). Buena parte de los artículos establecidos en la Norma Oficial de 1972 recogieron literalmente algunas disposiciones contenidas en la propuesta de los ingenieros del IDIEM. Mientras, en el plano internacional, se referenciaron las normas de México: los códigos de las ciudades de Los Ángeles y San Francisco, California, Estados Unidos; y la ley de edificios de Japón (Flores, 1993)<sup>10</sup>.

Uno de los aportes fundamentales del Reglamento de Ciudad de México a la Norma Chilena fue la inclusión de los dos métodos de análisis (estático y dinámico), así como “la forma de considerar la torsión [fundada] en los estudios (...) sobre la repartición vertical de las fuerzas sísmicas y el valor de los esfuerzos en la base” (Arias, Husid, 1962:122), siendo estas, “tal vez, la innovación principal respecto de las normas vigentes en Chile y en otros países” (Arias, Husid, 1962:122). El IDIEM, a través de los citados ingenieros, aportó al cálculo de tensiones admisibles en muros y losas de construcciones estructuradas en albañilería (módulo de Young).

Por otro lado, las investigaciones desarrolladas por el ingeniero norteamericano Nathan Newmark, relativas a “la manera de superponer los modos de vibrar” (Arias, Husid, 1962:123) considerados en el análisis dinámico junto con las indicaciones al “cálculo de períodos de edificios de hormigón armado con muros de rigidez” (Arias, Husid, 1962:123) propios de las investigaciones desarrolladas en Japón y Estados Unidos, también nutrieron los fundamentos teóricos de la Norma Chilena. Mientras, otros aspectos de orden cualitativo, como la definición de categorías de clasificación de edificios y sus coeficientes respectivos, se deben a la propuesta de Arias y Husid (1962).

En cambio, entre las diferencias observadas en la propuesta de los ingenieros respecto de la Norma Oficial se cuenta, por ejemplo, la exclusión de “las

tensiones admisibles en los elementos y materiales” (Arias, Husid, 1962:123), aunque tales requerimientos fueron recogidos en normas específicas para el Hormigón Armado (NCh170) y para el Cálculo de Construcciones de Acero (NCh427)<sup>11</sup>. Además, lo relativo a la Distribución en Planta de Esfuerzo de Corte contenido en el proyecto de Norma se consideró un desarrollo más detallado – en comparación al texto oficial – expresado en las fórmulas de cálculo, esquemas de distribución (centro de rigideces y centro de masas) y la especificación de valores del módulo de rigidez asignados a las distintas clases de ladrillos, para el caso de albañilerías. Por último, el análisis dinámico del proyecto de Norma estableció valores para el coeficiente sísmico condicionados al uso y forma estructural del edificio. La propuesta incluyó estos valores en el contexto del “aporte a las sollicitaciones de cada modo natural de vibrar”, referido a su vez al espectro de aceleraciones sugerido dentro del método de análisis dinámico (Arias, Husid, 1962:135). Todos estos aspectos, y en general los contenidos de la Norma, conforman un conjunto de medidas que definieron un campo de acción arquitectónica particular, entre cuyos contenidos se atendieron también variables relativas a la forma, el uso y la composición de la pieza edificada.

### ESTRUCTURA Y CONTENIDOS DE LA NORMA CHILENA NCH433 OF.72

La Norma (FIG. 01) se estructura en dos partes. La primera corresponde al preámbulo en el que se identifican los colaboradores que intervinieron en su confección, las fuentes y referencias. La segunda corresponde a las disposiciones normativas propiamente tal, ordenadas en doce artículos<sup>12</sup>. A grandes rasgos, la norma abarca cuatro campos de aplicación<sup>13</sup>, entre los que destacan dos métodos de cálculo estructural (estático y dinámico) y su concepción teórica; el espectro de aceleraciones; la clasificación de los edificios en función del uso y su forma estructural; consideraciones morfológicas; y la referencia al sistema constructivo en hormigón armado y en acero<sup>14</sup>.

Los integrantes del “Comité de Cálculo antisísmico” de la Especialidad ‘Arquitectura y Construcción’ de INDITECNOR” (NCh433 of.72:II) provinieron de diversas áreas del Estado, instituciones académicas, profesionales y del sector privado (oficinas particulares, industria y sector inmobiliario), lo que marcó un hito clave en la historia de la regulación sísmica en el país. Este hecho supuso el reconocimiento del sector privado como actor relevante en las materias allí tratadas, atendiendo con ello no sólo los procesos de ejecución de obras, sino que también los procesos de fabricación de materiales y controles de calidad o la promoción del desarrollo inmobiliario en determinadas zonas dentro del territorio nacional. Este tipo de apertura evidencia el sentido transversal de una política pública centrada en el desarrollo de un proceso general de normalización de la construcción en Chile.

Entre los principales objetivos formulados en la Norma destaca, por ejemplo, el establecimiento de “valores mínimos para las sollicitaciones sísmicas en edificios (...) procedimientos de cálculo de las mismas (...) [y] prescripciones relativas a la estructuración antisísmica de [todo tipo de] edificios” (NCh433. Of.72:I). Y aunque la confección de un texto de esta naturaleza no fue un hecho inédito

en la historia de la regulación sísmica en Chile<sup>15</sup>, la Norma marcó un punto de inflexión que diferenció con claridad las competencias profesionales de ingenieros y arquitectos en lo que se refiere a la edificación. Además, su perfeccionamiento en el tiempo ha sido relativamente autónomo respecto de las modificaciones y actualizaciones previstas en la Ordenanza General. Hecho que evidencia algo que al menos en el medio científico especializado fue tangible con anterioridad al período de la Norma: la especificidad progresiva de las disciplinas ocupadas de atender el problema sísmico y sus efectos en los edificios.

El texto normativo incorporó criterios y conceptos fundamentales para el diseño estructural e incidentes directamente en la unidad arquitectónica. Un primer precepto estipula que se aceptan dos (de tres) métodos de cálculo reconocidos hasta entonces: estático y dinámico<sup>16</sup>. En el primer caso, aplicable a construcciones simples y de baja altura; y, en el segundo, a edificios de mayor altura y complejidad morfológica<sup>17</sup>. La Norma reconocía así el aumento progresivo de construcciones en Chile – y particularmente en Santiago – de mayor altura y complejidad arquitectónica y estructural<sup>18</sup>.

Una de las particularidades que introdujo la Norma radicó en las consideraciones relativas a la arquitectura y morfología de la edificación en tanto categorías de clasificación de la edificación a considerar en el cálculo, referidas al “uso del edificio” y “la forma estructural” (NCh433. Of.72, 1974:5-6) de la unidad. Mientras, variables relativas a la seguridad se expresaron a través de coeficientes de carga de ocupación. Se distingue así “aquellos [edificios] cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofes” (NCh433. Of.72, 1974:4); edificios habitables de propiedad “privada o (...) uso público” de baja aglomeración de personas, incluyendo equipamiento, servicios, instalaciones industriales “edificios cuya falla pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo” o del anterior (Instituto Nacional de Normalización, NCh433. Of.72, 1974:5). El tercer tipo corresponde a construcciones no habitables y aisladas “y cuya falla no pueda causar daños a edificios de los grupos [anteriores]” (Instituto Nacional de Normalización, NCh433. Of.72, 1974:5).

La clasificación por forma estructural, en cambio, estuvo referida a “[e]dificios en general, excepto (...) aquellos (...) cuyos pisos y cubiertas estén constituidos por diafragmas rígidos (...) y que resistan las fuerzas horizontales exclusivamente por marcos rígidos de ductilidad adecuada” (NCh433. Of.72, 1974:5), específicamente en estructuras de acero<sup>19</sup>. De este modo, la Norma estableció la diferenciación entre forma y estructura, entre planta baja y pisos superiores en altura, explorada tempranamente por Hugo Biot en 1934, cuando propuso un modelo de resistencia mediante un primer nivel elástico y los restantes rígidos (Biot, 1934: 216).

La alusión al problema de la forma de la pieza edilicia, denominada ‘estructuración’, encaró de modo decisivo variables arquitectónicas como volumetría, configuración geométrica y orden compositivo. Sin embargo, más que proveer métodos de intervención, los contenidos apuntan sobre todo a establecer los inconvenientes que ciertas soluciones morfológicas suponen en un medio sísmico. No se

trata, por tanto, de la proscripción de ciertas posibilidades de diseño arquitectónico, sino que de una suerte de advertencia sobre las limitaciones que determinadas soluciones espaciales conllevan cuando se ven expuestas a sollicitaciones sísmicas. En lo sustancial, se trata de configuraciones geométricas tales como “edificios compuestos por varios cuerpos o de planta irregular (en H, en L, en T, en U, otros)” (NCh433. Of.72, 1974:11); la definición de distanciamientos entre unidades edilicias que forman parte de un mismo conjunto; unidades consecutivas por adosamiento; o las separaciones consideradas en un mismo edificio. En otras palabras, el punto en cuestión formalizaba dos problemas esenciales: la incorporación de juntas de dilatación en plantas – tanto en conjuntos como en edificios aislados – de traza irregular y dilatación vertical en unidades adosadas o conjuntos conformados por más de un edificio separados entre sí<sup>20</sup>. Fue, por tanto, una medida que aludía a la dimensión arquitectónica de la pieza edilicia y los diversos períodos de oscilación fundamentales de cada edificio. De hecho, la Norma consideró más de una posibilidad para determinar “un período fundamental  $T > T_0$  (...) [que debía] justificarse mediante procedimientos teóricos, experimentales o fórmulas empíricas” (Instituto Nacional de Normalización, NCh433. Of.72, 1974:4). Además, en el método dinámico, el período natural de vibración expuso las dificultades que comportan estructuras de mayor complejidad, para lo cual se estableció que para “calcular el aporte a las sollicitaciones de cada modo natural de vibrar, se computará el esfuerzo de corte correspondiente a cada modo utilizando el (...) espectro de aceleraciones” (NCh433. Of.72, 1974:4).

Por otro lado, la concepción del desplazamiento sísmico fue desagregada en dos componentes cartesianas con alcances en la composición arquitectónica y estructural en planta. Las disposiciones contenidas en el método estático no fueron excluyentes al método dinámico. En ciertos casos (como los efectos de rotación, torsión y traslación en planta) sirvieron de complemento. Así lo fue también el período fundamental (de un edificio) que, si bien fue una componente de la fórmula de corte basal, consideró la dirección del desplazamiento “expresado en segundos y  $T_0$ , un parámetro dimensional” con valores sujetos a la clase de suelo de fundación, aplicable también al método dinámico.

Considerar la vibración sísmica y la dirección de los desplazamientos en un sentido abstracto, es decir, como vectores ubicados en planos cartesianos (en este caso, sobre un plano hipotético horizontal con direcciones norte-sur; este-oeste), tuvo repercusiones geométricas y estructurales en los edificios en general, lo que incidió a nivel de planta baja, pisos superiores y planos verticales (secciones y fachadas). Esto, porque una interpretación planimétrica y espacial de este tipo, sobre el efecto sísmico como acción sobre un plano determinado, supone un orden geométrico inscrito en una disposición relativamente regular, conformado por elementos perpendiculares entre sí y orientados a una distribución de masas y cargas idealmente homogéneas y simétricas. Estas medidas, en conjunto con la predilección (ideal) de un solo sistema constructivo y material (rígido o elástico) en la obra y la continuidad estructural de los elementos soportantes, tuvieron por objeto prevenir los perjuicios que conllevan efectos como rotación, traslación y vol-



FIG. 01

camiento. La altura, en cambio, no constituyó un problema mayor, sino cuando se presentasen casos de más de 15 pisos o 45 metros de altura con “distribución irregular de masas y rigideces” (NCh433.Of:72, 1974:4) sobre el plano vertical.

En este sentido, uno de los criterios estructurales predominantes en los métodos de cálculo (en particular en el método dinámico) fue la propensión hacia la distribución concentrada y homogénea de cargas cuando una estructura se ve sometida a esfuerzos sísmicos. Vale decir, un sistema (válidamente prescrito) con sistemas de amortiguación<sup>21</sup> conformado por diafragmas o marcos rígidos y considerando centros de rigidez y masa, esfuerzo de corte basal, modo de vibración y efectos de deformación.

La Norma también procuró exigir adecuados procedimientos de construcción, atendiendo “estructuras menores ligadas [a la estructura principal en cuyos] anclajes respectivos deberán verificarse o proyectarse para resistir fuerzas horizontales determinadas en relación al peso de cada elemento” (NCh433 Of:72, 1974:13)<sup>22</sup>. Probablemente el único material que puede proveer tales garantías es el hormigón armado, con lo cual se reforzaba – implícitamente – la propensión a la conformación de unidades monolíticas fabricadas en ese material. Desde un punto de vista arquitectónico, el hormigón armado no sólo fue un sistema constructivo y material que supuso márgenes de estabilidad

estructural adecuados para un medio sísmico como el caso chileno, sino que también ofreció múltiples posibilidades plásticas y formales.

#### LA TORRE DE OFICINAS DE LA EMPRESA NACIONAL DE ELECTRICIDAD S.A. (ENDESA).

La relación entre las disposiciones contenidas en una norma, en este caso Diseño Antisísmico de la Edificación, y las construcciones – particularmente la arquitectura – no supone necesariamente un sentido causal. Es decir, los procesos de exploración arquitectónica pueden ir por un camino distinto al que recorre la implementación de una norma, si bien pueden presentarse cruces entre ambas en determinados momentos. Más aún, las obras arquitectónicas pueden incluso anticiparse a los preceptos teóricos o prescripciones normativas que un determinado cuerpo regulatorio establece. Ejemplos que permitan ilustrar esta situación son variados. En el medio nacional, sólo por mencionar algunos, se puede citar la estación de Biología Marina Montemar, emplazada en Reñaca, V Región (FIG. 02).

Construida en dos etapas (1941-5 y 1956-9), la obra de Enrique Gebhard se anticipó a determinados criterios y métodos incorporados posteriormente en la Norma de 1972. Uno de ellos fue la temprana inclusión de juntas de dilatación que se recomienda considerar cuando se proyectan edificios de cierta longitud o conjuntos conformados por uno o más

cuerpos adosados entre sí. En el caso del edificio corporativo de la Empresa Nacional de Electricidad S.A. (ENDESA) se presentan una serie de elementos decisivos de diseño que fueron recogidos más tarde en la Norma NCh433.

#### SISTEMA ESTRUCTURAL: APARENTE SIMPLEZA, VELADA COMPLEJIDAD Y LA MATERIALIZACIÓN DEL PARADIGMA PROBABILÍSTICO

El edificio de la Empresa Nacional de Electricidad S.A. (FIG. 03), construido entre 1961 y 1968 (Larraguibel, 1969), sintetizó aproximaciones arquitectónicas y estructurales significativas para el período. En la obra convergen principios teóricos estructurales (posteriormente recogidos en la Norma de 1972) y principios arquitectónicos (espaciales, constructivos y materiales) articulados en torno al problema de la planta libre, la edificación en altura, la prevalencia de partes monolíticas en hormigón armado y el empleo de la estructura a la vista como recurso plástico. Mediante la conjunción de elementos rígidos (muros nucleares, losas, vigas y marcos perimetrales), la obra sintetizó principios arquitectónicos y estructurales rectores, además de rangos de estabilidad, resistencia sísmica y durabilidad.

La obra, proyectada por los arquitectos Luis Larraguibel, Jorge Aguirre, Gastón Etcheverry, Emilio Duhart y Roberto Montealegre (los dos últimos en la etapa de anteproyecto), corresponde al tipo de torre aislada en altura. Y aunque la altura puede constituir un factor condicionante en un medio sísmico, en el caso de ENDESA no fue el problema medular que cruzó su diseño. De hecho, fue el conjunto de las torres de Tajamar (Bresciani, Castillo, Valdés, Huidobro) el que efectivamente estableció una altura superior en el país. En ENDESA, el desafío recayó más bien en el imperativo de materializar una planta efectivamente libre dentro de un cuerpo en altura y aislado. Es decir, desprovisto de elementos murarios que segregaran la liberación de las plantas, lo que desde un punto de vista sismorresistente supone un desafío mayor, en tanto impone elevados rangos de exigencia y resistencia sísmica.

El proyecto estructural fue desarrollado por Rodrigo Flores, uno de los ingenieros más destacados del período, que contribuyó al perfeccionamiento de los criterios y métodos de cálculo estructural impulsados a partir de la segunda mitad del siglo XX en el país. Por tanto, su experiencia y conocimientos proveyeron conceptos teóricos fundamentales al proyecto, parte de los cuales se nutrieron de su experiencia con los grupos de estudio de la escuela californiana. Sus vínculos se extendieron con figuras relevantes en la historia de la ingeniería sísmica como, por ejemplo, John Blume, a quien conoció durante su estadía en Estados Unidos (1945c). Esta experiencia le permitió “imponerse de los adelantos en materia de investigación sísmica y de cálculo avanzado de estructuras (...), [y] nuevos métodos (...) [aplicados] en el diseño de las obras civiles” (Sáez, 1989:21). También tomó contacto con otras figuras clave como “Jacobsen en Standford, Salvadori en Columbia y Martel y Housner del CALTEC” (Sáez, 1989:22). Es probable, entonces, que el espectro de aceleraciones empleado en el diseño de la torre – y posteriormente incluido en la Norma – fuese iniciativa del propio Flores, como parte de los frutos de su experiencia en California.

Morfológicamente, uno de los rasgos que distingue al edificio ENDESA radica en la regularidad geométrica del partido general, lo que se expresa en el orden y configuración que rigen la totalidad del volumen, remarcado por la estricta modulación de la estructura a la vista. En cambio, otras cualidades estructurales menos evidentes – o derechamente veladas – se pueden identificar al observar la simpleza que impera en el orden espacial y estructural en todos sus planos (verticales y horizontales), en la unión de los elementos soportantes, la continuidad de transmisión de cargas verticales o en la rigidez de los pórticos que rodean las fachadas (FIG. 04)<sup>23</sup>.

Por otro lado, la rigidez del núcleo vertical no sólo refiere la constitución en hormigón armado de sus muros, sino también el diseño y concepción estructural que lo sustenta. Esto es, la conformación de un cuerpo binuclear (Aguirre, 1969) conformado por dos cajas, con vanos puntuales, ligadas entre sí por una estructura en H (FIG. 05). De hecho, la decisión arquitectónica de concentrar los ascensores “espalda con espalda” (Larraguibel, 1969) se ajustó a la necesidad de disminuir la congestión de personas en horas punta<sup>24</sup>. Al mismo tiempo, estructuralmente proveyó una “ventaja de longitud de muros resistentes en el sentido transversal [en que un] esquema de núcleo único (...) daba cuatro muros estructurales (...) [en circunstancias que] los calculistas requerían cinco (...) [obtenidos] con la H central” (Aguirre, 1969:51).

La torre está conformada verticalmente por un nivel zócalo de tres niveles coronado por un cuarto piso que distingue por su confinamiento – inferior y superior – mediante vigas de altura mayor (1,80 m y 1,20 m respectivamente). El cuerpo intermedio, en tanto, corresponde al conjunto de pisos tipo que van desde el nivel 5 al 19. Este último recibe una viga maestra de 1,71 m de altura que remarca el término de la secuencia vertical de plantas libres. Los niveles superiores (20 y 21) corresponden a pisos técnicos retirados en las cuatro fachadas. El resto de la unidad se enmarca por la grilla perimetral regularmente dispuesta. Se trata de una secuencia de marcos rígidos solidarios al resto de la estructura y modulados regularmente dentro de un esquema cartesiano (FIG. 06).

La cara frontal de los pilares y vigas que conforman las retículas de fachada presentan dimensiones prácticamente homogéneas (60 y 75 centímetros), acentuando así una aparente uniformidad (FIG. 07). Sin embargo, es en los espesores de las vigas donde se absorben importantes variaciones que redundan en vigas de sección mayor en los niveles inferiores y sección menor hacia el plano de cubierta. Es decir, una lógica de progresiva disminución de masa y peso estructural en sentido ascendente. Así, la viga maestra que corona el pórtico perimetral en la planta baja presenta un espesor de 1,30 m y la siguiente – en sentido ascendente – 1,10 m. A partir de la viga superior del quinto piso, el espesor de las vigas se reduce progresivamente en razón de 10 cm cada dos vigas, lo que concluye con un binomio de vigas (piso 19) de 0,30 m de ancho. Formalmente, esta variación se resuelve conservando el plano exterior de las fachadas a plomo y absorbiendo la diferencia sobre los planos de encuentro entre la cara interior de la estructura de marcos con el cerramiento acristalado en cada nivel (FIG. 08).



FIG. 02



FIG. 03



FIG. 04

Esta operación incidió de forma análoga en la sección de los pilares, cuya geometría hexagonal imprimió un grado de complejidad adicional en la solución formal y constructiva. De este modo, la sección conserva intactos los lados frontales (plano de fachada), mientras que los costados se reducen como si fuesen comprimidos. Esto queda expresado con claridad en la marcada diferencia entre las secciones de los pilares de la planta baja y los pilares de la planta superior (FIG. 05). Un segundo alcance radica en la absorción de la variación de distanciamiento entre la cara interior de la estructura porticada y el plomo de cerramiento en cada planta de oficinas a través de la prolongación de la base de las vigas superiores en cada piso, lo que generó una suerte de cenefa (o espesor falso) hasta empalmar con el plano de cristal de la fachada (FIG. 08).

Pero la disminución de las secciones conforme la altura del edificio aumenta no sólo se vincula con un problema de reducción de masa y peso de cada uno de los elementos estructurantes y, por extensión, del volumen en su totalidad. Refiere también una dimensión teórica y normativa que respondió a la concepción de la unidad edificada y su respuesta a los sismos en un sentido dinámico (no lineal)

condicionado al período de vibración. Para ello, la Norma estableció lo siguiente:

Todo edificio deberá ser estructurado de modo que en cada uno de sus niveles la fuerza que actúa sobre cualquier elemento debido a la acción del momento de torsión (...) [y] no podrá exceder a la fuerza que actúa sobre el mismo elemento como resultado de la distribución del esfuerzo de corte (NCh433 Of:72:art.6.2.8).

Por tanto, el cálculo de cada piso por separado sirvió de herramienta y método para determinar las secciones específicas a cada caso, teniendo en consideración las partes y la totalidad del sistema arquitectónico (FIG. 09).

Los muros del núcleo central, en cambio, presentan espesores regulares en gran parte del recorrido vertical, salvo en los niveles inferiores y superiores. Los muros transversales (norte-sur) tienen un espesor de 50 cm, mientras que los longitudinales varían entre 45 cm, en el primer piso, y 40 cm en los pisos tipo. Esta característica implica un leve aumento en superficie útil, pero una disminución considerable en la masa y peso del edificio y, por tanto, en el cos-

to de construcción, sin disminuir por ello la estabilidad y resistencia. El criterio de disminución de masa y peso se manifestó también en la exclusión de tabiques interiores sólidos de albañilería (cargas muertas) de división interior<sup>25</sup>, para cuyo efecto se recurrió a la planta libre como plano de soporte de “tabiques modulares móviles”.

La inclusión de plantas bajo el nivel suelo supuso, además de la satisfacción de requerimientos programáticos, la disminución de cargas concentradas en la totalidad de las plantas del edificio en el entendido que:

Quando el edificio tenga subterráneos, por debajo del nivel basal el esfuerzo de corte en los entrepisos de éstos subterráneos podrá considerarse constante (...) [y] se podrá admitir que son nulas las fuerzas sísmicas al nivel de cada piso subterráneo... (NCh433 Of:72:art.6.2.3).

De este modo, la carga basal quedó confinada sólo a la planta baja que, en este caso, estuvo concentrada en la triple altura originalmente proyectada.

Tomando en cuenta el rol fundamental que cumplen las plantas bajas cuando se ven sometidas a esfuerzos sísmicos, en ENDESA se presentan aspectos de interés: los pilares que recorren libremente el nivel zócalo alcanzan una altura de 21,39 m (equivalente a tres pisos) y carecen de diagonales o riostras en los intercolumnios, logrando con ello una limpieza formal, transparencia y fluidez visual entre los pilares y el plano de cerramiento. La rigidización de los pórticos se logró, en todo caso, mediante la articulación monolítica en una secuencia de planos de cierta complejidad geométrica, pero también en cuanto proceso constructivo. En particular, ello se observa en las secciones variables de las vigas maestras mediante una forma plástica del hormigón simple, pero altamente resistente<sup>26</sup>. Desde un punto de vista estructural, esta forma repercutió en la incorporación de polígonos irregulares y alejados de secciones ortogonales (FIG. 10).

Junto con los pórticos de las fachadas y el núcleo vertical, un tercer grupo de elementos soportantes lo conforman losas de hormigón armado y viguetas pretensadas que completan el sistema. Ambos elementos se apoyan en los paramentos de la columna vertical y en los pórticos exteriores, desarrollando una longitud libre de 9 m a eje. Sobre la planta baja, completa el sistema un conjunto de cuatro vigas maestras (dispuestas en sentido norte-sur) que refuerzan las esquinas del núcleo murario generando cuatro áreas de losas (alas poniente y oriente; costados norte y sur) en cuyo interior se distribuyen las viguetas a una distancia de 1,30 m entre sí (FIG. 09). Esta solución estructural expresa variantes frente a la observación propuesta por Torroja en 1957, cuando propuso que el sistema de hormigón – pre y postensado – “no se trata simplemente de un diferente proceso de construcción, sino que toda la estructura ha de venir pensada y proyectada especialmente, para ser construída [sic] por elementos prefabricados y posteriormente enlazados entre sí” (Torroja, 2010:79).

En este sentido, la Norma 433 Of:72 consideró las losas conformadas por elementos prefabricados<sup>27</sup> en tanto diafragmas rígidos, en cuyo caso “los pisos y cubierta, las fuerzas horizontales aplicadas al

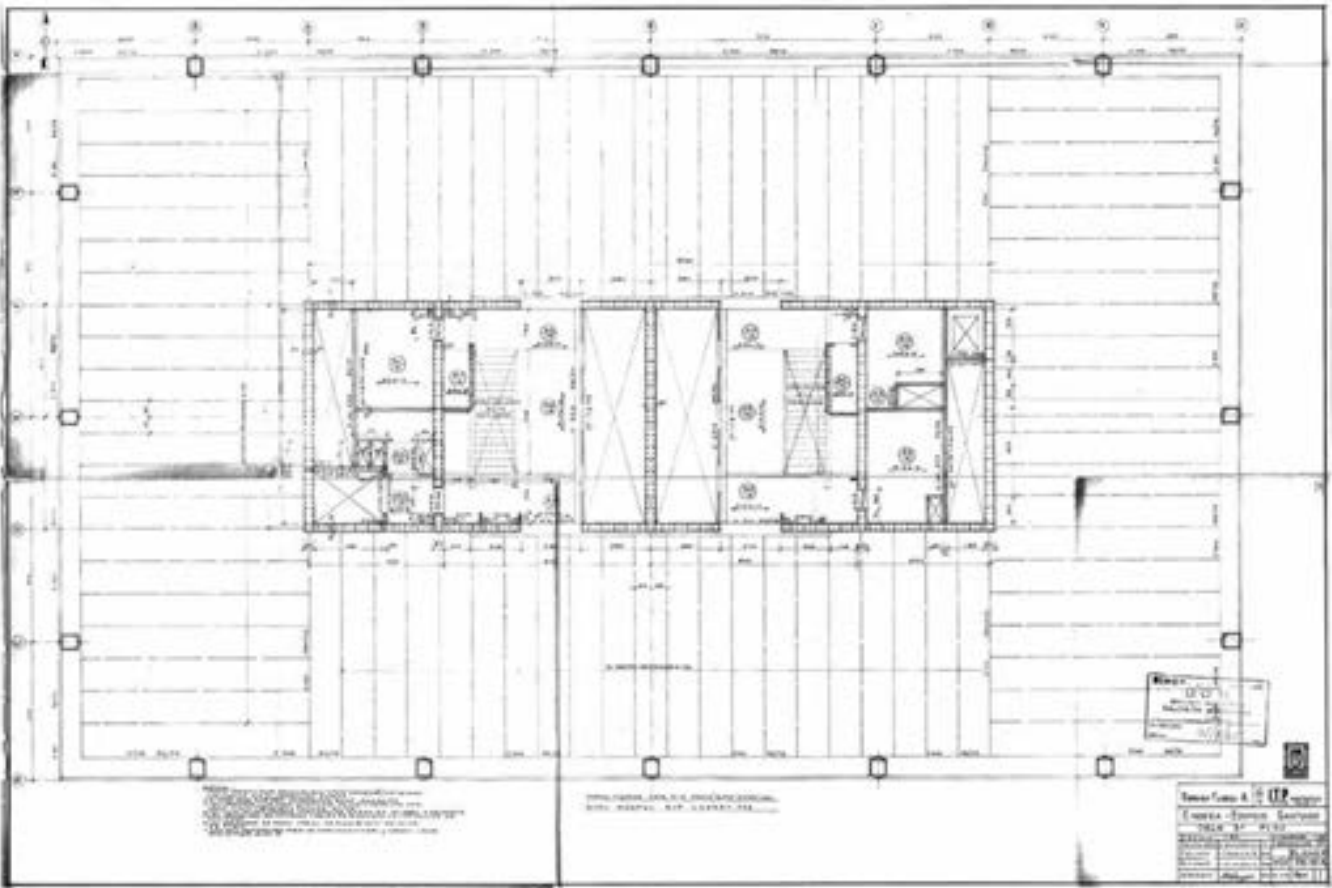
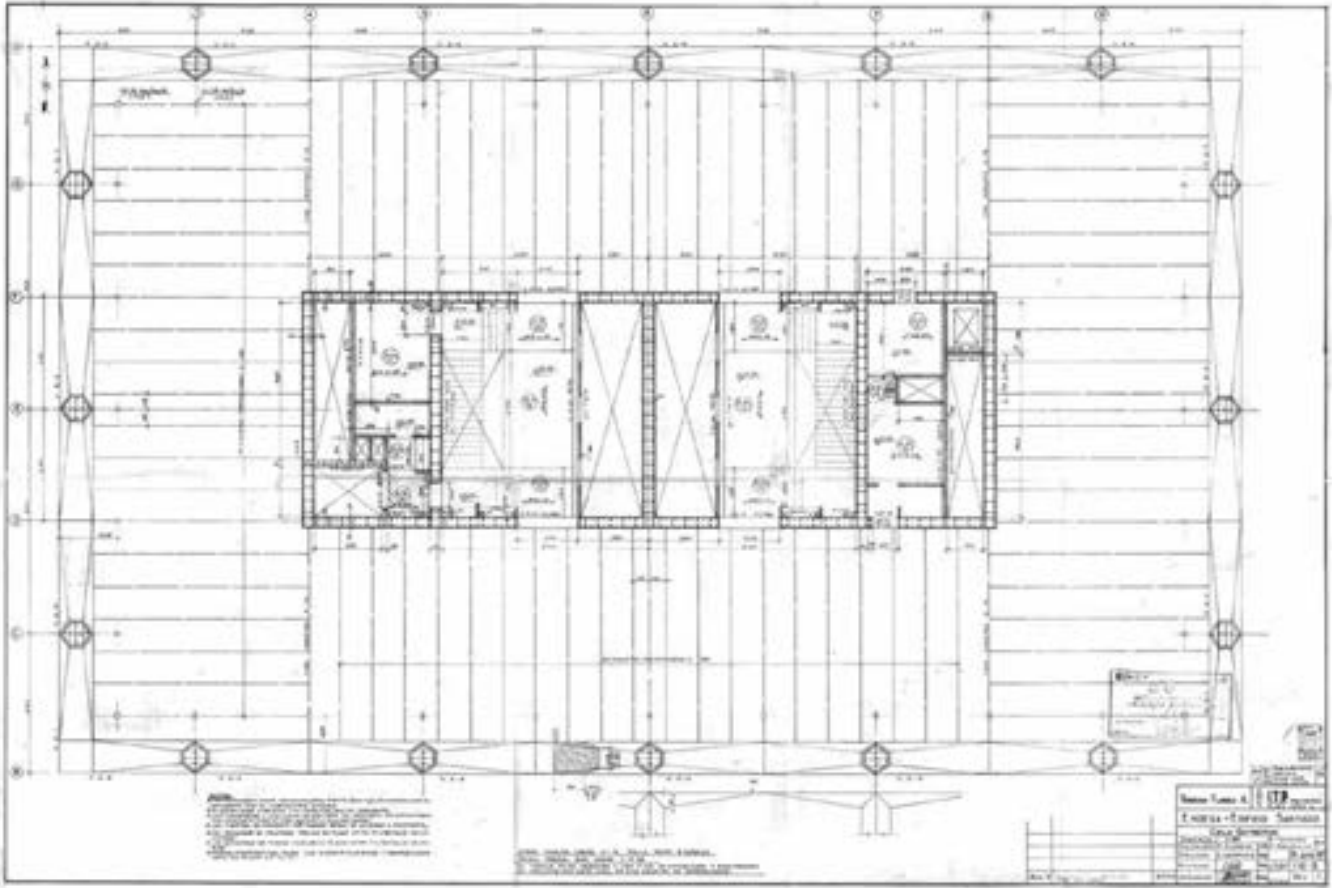


FIG. 05

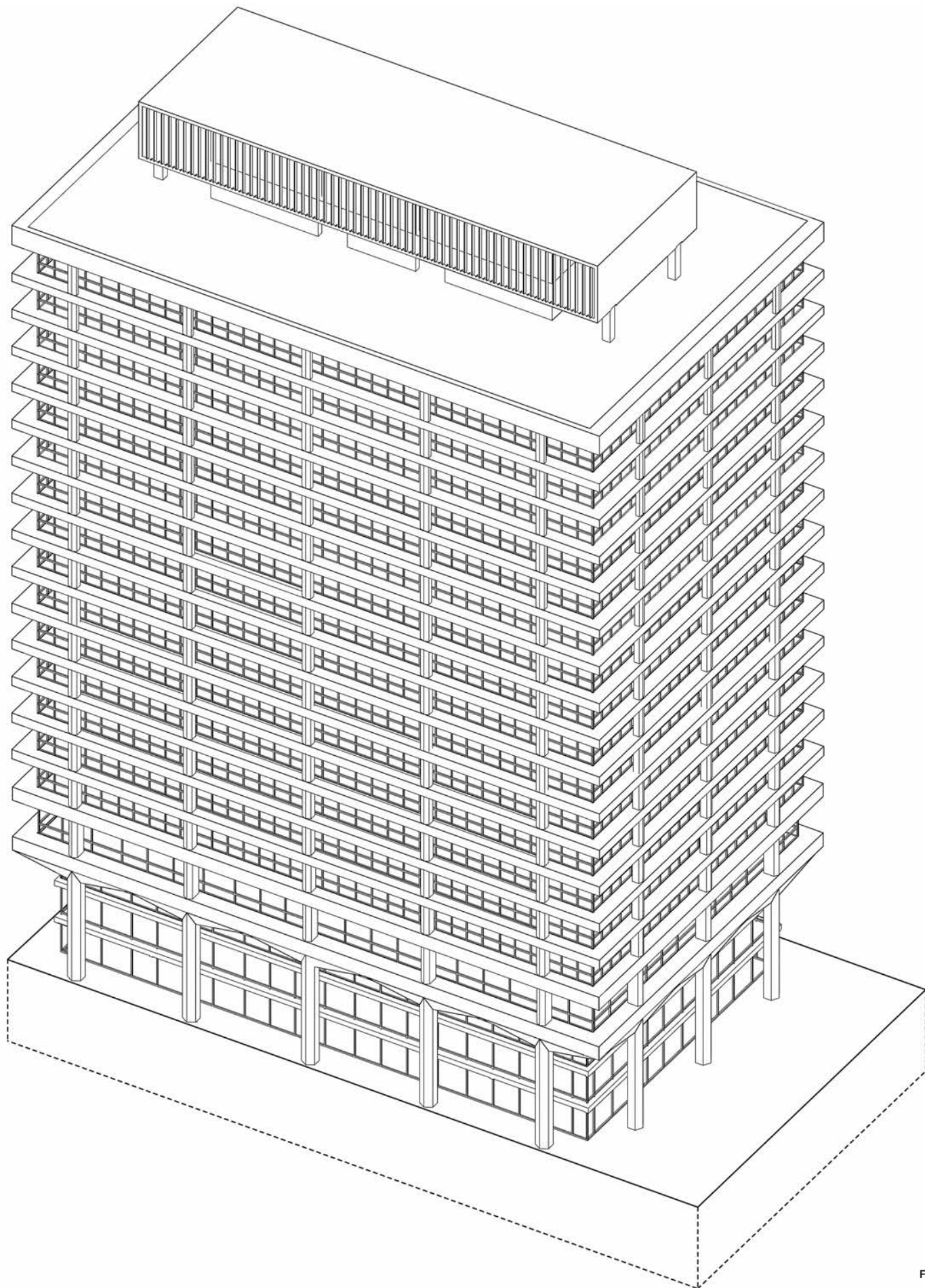


FIG. 06





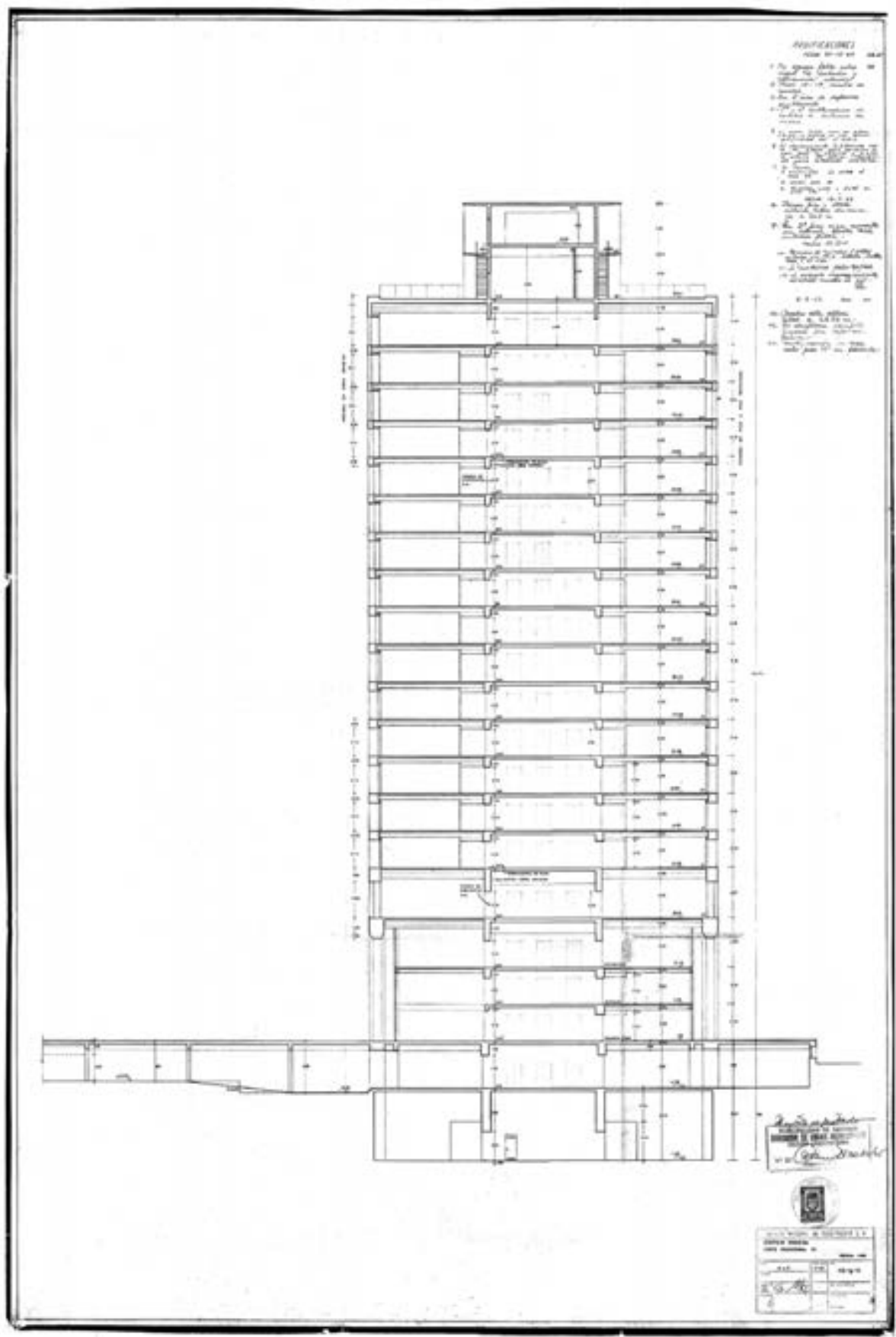


FIG. 08

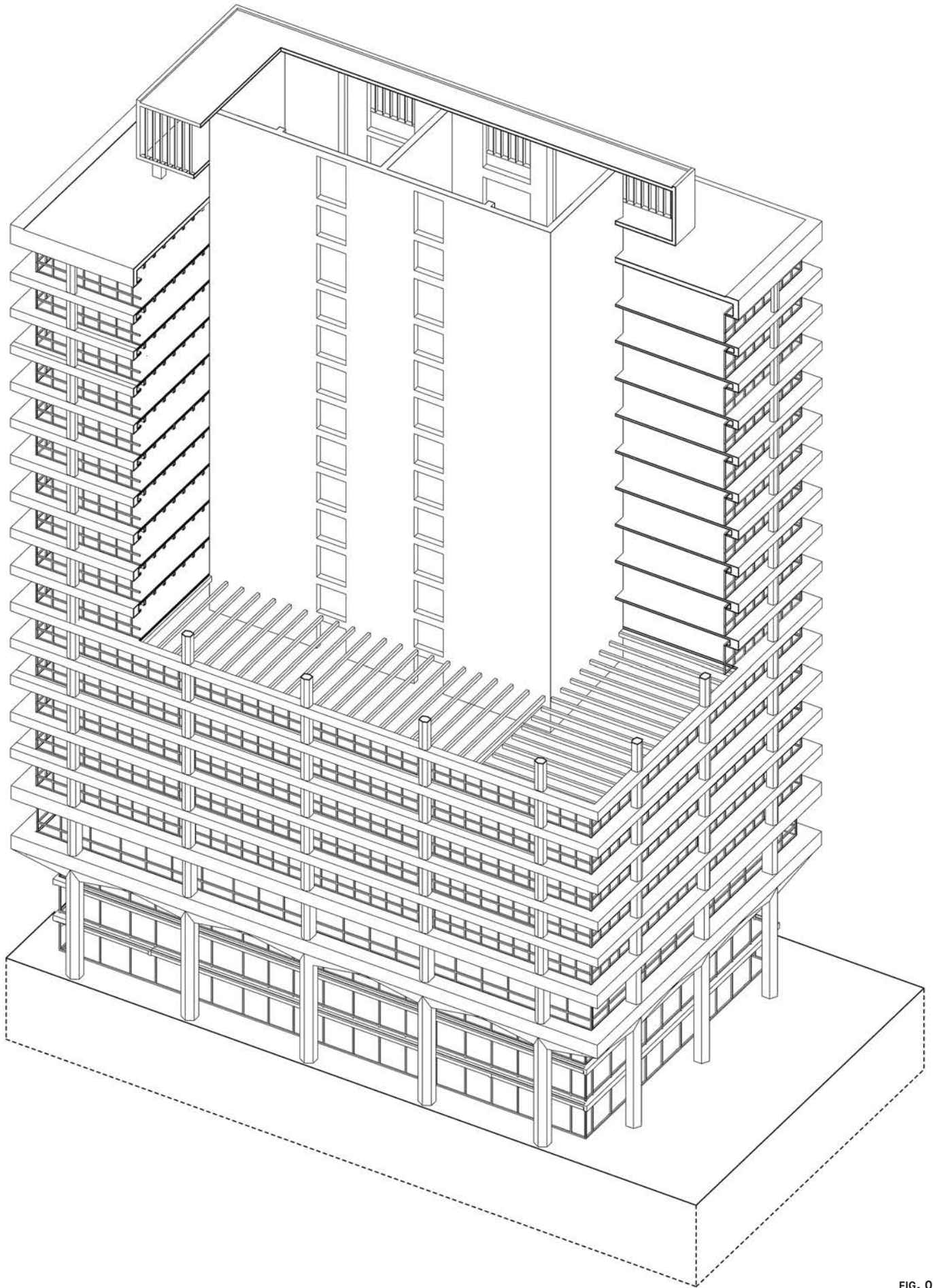


FIG. 09



FIG. 10

En un sentido más amplio, la Norma NCh433 cristalizó no sólo avances importantes del estado del arte adelantados para la década en que fue confeccionada, sino que también formó parte de un proceso durante el cual se gestaron un conjunto de políticas públicas orientadas a establecer un marco de normalización y estandarización en el país, aplicables a materias diversas. Entre estas, las normas relativas a la prevención de la destrucción sísmica. En otras palabras, la cuestión de fondo que subyace a esta Norma en particular apunta antes que nada a un conjunto de iniciativas y esfuerzos que estuvieron concentrados en proporcionar marcos regulatorios fijados mediante criterios y estándares claramente establecidos. No cabe duda que el impacto que supuso el proceso de normalización de la construcción ha resultado decisivo no sólo respecto a los procedimientos de diseño y ejecución de las obras, sino que también en cuanto al desempeño de la edificación sometida a eventos sísmicos significativos.

Desde un punto de vista arquitectónico, en tanto, las cualidades del edificio ENDESA pueden adscribir a la apreciación de Aedo, al decir:

la ausencia de fracasos espectaculares (como ha ocurrido en edificios elevados construidos en otros países) son alentadoras para la consagración del uso del hormigón armado y validez de las Normas (...) [en que] la ausencia de riesgo habrá que atribuirla a los altos coeficientes de seguridad utilizados en el cálculo; al exagerado concepto de monolitismo estructural que domina casi la totalidad de los edificios y otras obras importantes y al criterio conservador aplicado por Arquitectos e Ingenieros en la estructuración y dimensionamiento de esos edificios (Aedo, 1965:4).

Pero si las problemáticas en torno a la altura de la edificación no constituyeron la parte gravitante del programa arquitectónico en el edificio ENDESA, sí lo fue la planta libre y sus implicancias en el

proceso de diseño y ejecución de la obra. En efecto, la sustancia medular que subyace en esta pieza arquitectónica se anida sobre todo en la manera en que fue concebida y materializada: en las uniones y conjunción de sus partes, en los recursos técnicos y tecnológicos empleados en su esqueleto portante, envolvente y en los componentes arquitectónicos. Aspectos que, desde una perspectiva material, cobraron forma por medio de distintas piezas fabricadas en hormigón armado – algunas de ellas prefabricadas – y que, en la síntesis de sus partes, conformaron un cuerpo formalmente unitario, plásticamente contundente y estructuralmente resistente a los seísmos. En este sentido, uno de los rasgos arquitectónicos de mayor interés se observa en los pórticos de pilares hexagonales y vigas de sección irregular que articulan el piso zócalo, pero también (y por extensión) en la secuencia porticada que figura en las fachadas.

En todos estos pórticos, sin excepción, lo que subyace en esa simpleza aparente es en realidad una concentración de ingenio y recursos que permitieron construir y poner a prueba un sistema que en medios sísmicos resulta bastante simple: la conformación de secuencias estructuradas en base a pilares, vigas y losas. La inventiva en este caso recayó sobre todo en las posibilidades concretas que permitieron alzar un edificio en altura de estas características, desprovisto de paños rígidos en todos los planos de fachada. Y, más aún, desprovistos también de sistemas de rigidización como las escuadras derivadas del sistema Hennebique que abundaron hacia las primeras décadas del siglo XX, pero que implicaron la limitación de la forma y espacialidad arquitectónica. O, si se quiere, la impureza ante la simpleza que representan la austeridad del pilar, la viga recta y la losa.

En este sentido, el edificio ENDESA logró materializar la espacialidad concebida en el proyecto y los recursos constructivos y materiales disponibles en

el período. Es cierto que las secciones de los elementos soportantes protagónicos (como los pilares exteriores de la planta baja) carecen de esbeltez, al igual que los pilares y vigas de los marcos que conforman las fachadas. O que las luces alcanzadas en la planta libre son estrechas y acotadas. Pero, con todo, esta obra da cuenta de las limitaciones que impone un territorio altamente sísmico. Así, el edificio ENDESA representa no sólo atributos arquitectónicos, plásticos, estructurales y constructivos, sino también, de forma menos tangible, la proximidad hacia los límites máximos del diseño arquitectónico y estructural en un período y emplazamiento particulares. Dicho de otro modo, se trata de una pieza arquitectónica que sintetizó la maximización de los conocimientos teóricos, los recursos técnicos y tecnológicos disponibles hasta entonces.

Así, resulta interesante y paradójico observar que la aparente impronta de severa simpleza que expresa la torre ENDESA es fruto de un conjunto de operaciones arquitectónicas, estructurales, constructivas y materiales que esconden, en el alma de sus elementos soportantes, complejas relaciones que posibilitaron la concreción de una idea espacial y arquitectónica particular. Una idea que estableció la superación de las limitaciones que históricamente han impuesto los terremotos en Chile.

**1** Este trabajo forma parte de la investigación desarrollada en la tesis doctoral titulada La Arquitectura de los Terremotos en Chile (1929-1972), © Marco Barrientos, 2016.

**2** Para una revisión en profundidad del desarrollo de la Ordenanza General, véase BARRIENTOS, M. La Arquitectura de los Terremotos en Chile (1929-1972). Tesis doctoral. Pontificia Universidad Católica de Chile. Facultad de Arquitectura, Diseño y Estudios Urbanos, 2016.

**3** El preámbulo de la publicación (1974) de la Norma señala que "está destinada a reemplazar los artículos 249, 250, 251, 252 y 253 del Capítulo XXI" (NCh433. Of72:I).

**4** Título III, Estabilidad de las construcciones, OGCU, 1949. Oficializado mediante Decreto 884 del Ministerio de Obras Públicas y Vías de Comunicación que Reemplaza Ordenanza General de Construcciones, publicado el 10/09/1949 y promulgado el 13/06/1949. Biblioteca del Congreso Nacional de Chile. En: [www.leychile.cl](http://www.leychile.cl)

**5** "El Comité <Cálculo antisísmico> de la Especialidad <Arquitectura y Construcción> INDITECNOR inició el estudio de esta norma en enero de 1959 y le dió [sic] término en enero de 1972" NCh433. Of72, 1974:II).

**6** Álvaro Maldonado y Edgar Pfenning señalan que con posterioridad al terremoto de 1960 se introdujeron modificaciones a la Ordenanza General de 1949. En materia de resistencia sísmica se modificaron los artículos números 243, 245, 249, 250, 251 y 253. Sin embargo, el presente estudio no ha hallado evidencia que permita confirmar este hecho, lo que tampoco da pie para su descarte absoluto. Detalles de las modificaciones de la Ordenanza de 1949 en: Maldonado, A.; Pfenning, E., Terremotos y Normas Antisísmicas, Tesis para optar al título de arquitecto, Escuela de Arquitectura, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 1965.

**7** Este proyecto de Norma fue elaborado al interior del INDITECNOR por el profesional citado. Esta investigación no ha podido acceder a esta fuente en particular, la que puede estar extraviada. Al tratarse de un proyecto de Norma, no fue publicado en la Revista Chilena de Racionalización. Por los antecedentes que se dispone, se presume que fue desarrollado en 1959, previo a los terremotos de 1960 y posterior a la conformación del Comité de Cálculo Antisísmico del instituto.

**8** El origen del IDIEM se remonta a 1898, año de fundación del Taller de Resistencia de Materiales de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, a cargo del profesor de la misma Facultad, el ingeniero Carlos Köning. Hacia 1928 se incorporó el Laboratorio del Departamento de Caminos. Entre 1938 y 1958 el Instituto se consolidó en su labor técnica sobre ensayos y control de materiales, lo que se tradujo en importantes encargos por parte del Estado para el "control de calidad de la producción de acero, cemento, cobre para uso eléctrico, cales y yesos (...) entre otros". A partir de 1946 se denominó Instituto de Investigación y Ensayos de Materiales (IDIEM). Fuente: <http://idiem.uchile.cl>

**9** Hubo dos normas anteriores a la NCh433: Norma de Cálculo Antisísmico de Edificios INDITECNOR 63.9; y la Norma provisoria NCh433 Of68 (1968). Ninguno de estos documentos fue oficializado. Ver AA.VV. (dir. Rodrigo Flores), Ingeniería sísmica en Chile. El caso del sismo del 3 de Marzo de 1985, Instituto de Ingenieros de Chile, Santiago, 1993; Guendelman, T.; Linderberg, J., "Evolución del Diseño Sísmico de Edificios. Procedimientos y Normativa", Anales del Instituto de Ingenieros de Chile, vol. 123 N°3 – ISSN 0716 – 2340, contenido en la Revista Chilena de Ingeniería, N°464, diciembre 2011.

**10** Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal, México; Recommended Standard Forces Requirements, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California; Los Angeles City Building Code (1959); San Francisco Building Code, Uniform Building Code (1958); y Building Standard Law, Japan. Fuente: Arias, S.; Husid, R., "Proyecto de Norma de Cálculo Antisísmico de Edificios", Revista IDIEM Vol. 1, N°2, Santiago, Chile, junio 1962, pp.122.

**11** Otras diferencias se observan en temas relativos al cálculo estático: la norma NCh433 se distanció del proyecto de Arias y Husid al no contemplar la clase y período del suelo de fundación en la fórmula de cálculo del coeficiente del corte basal, cuyos valores (al igual que la distribución vertical de fuerzas) fueron aumentados considerablemente en el texto definitivo.

**12** Los puntos o artículos definidos son los siguientes, ordenados correlativamente entre el 1 y 12: Alcance, referencias, terminología, disposiciones de aplicación general, clasificación de edificios, método de análisis, método dinámico de análisis, estructuración, elementos que no forman parte integrantes de la estructura del edificio y estructuras menores ligadas a ella, reparaciones, instrumentos y tensiones admisibles (NCh433. Of.72, ed. 1974).

**13** Métodos de cálculo estructural (estático y dinámico); conceptos de cálculo y estructuración sismo-resistentes; clasificación de los tipos de edificios (uso y forma estructural); morfología y configuración geométrica de la unidad; estructuración; reparaciones; instrumentos de medición sísmica; sistema material (tensiones admisibles).

**14** "12. Tensiones admisibles (...) Elementos de hormigón armado. Los aumentos de tensiones admisibles son los establecidos en la norma NCh170. Hormigón Armado. (...) Elementos de estructuras de acero. Se admitirá en el caso de la acción sísmica el aumento en las tensiones admisibles establecidas en la norma NCh427. Cálculo de construcciones en acero" (NCh433. Of.72, 1974:15).

**15** Previo a la promulgación de la Ordenanza General de Construcciones y Urbanización (provisoria) de 1930, los ingenieros Elsner, Ewerbeck y Lira publicaron las Normas de cálculo y construcción que deben contemplarse en los proyectos de las obras públicas, considerando el perjuicio que pueden producir los temblores. Mientras que la Ley y Ordenanza General sobre Construcciones y Urbanización y Ordenanza Local de Construcciones de Santiago (1941) incluyó un anexo denominado Procedimiento

aproximado para la determinación de las acción de los temblores en las construcciones, consistente en un conjunto de métodos y fórmulas de cálculo estructural orientado a establecer parámetros de diseño estructural.

**16** "4.2.1 En el método estático, las solicitaciones sísmicas se asimilarán a cargas estáticas representadas por fuerzas horizontales aplicadas al nivel de cada piso y que actúan con un valor fijo, todas en una misma dirección y sentido. Estas fuerzas sísmicas se supondrán actuando en una dirección cualquiera; en todo caso la estructura deberá analizarse y calcularse, por lo menos, para dos direcciones perpendiculares o aproximadamente perpendiculares.

4.2.2 Es admisible el empleo de cualquier procedimiento de análisis que esté basado en las ecuaciones generales de la dinámica siempre que el cálculo satisfaga las restricciones impuestas en 7.4 de la presente norma. Al analizar la estructura por el método dinámica se supondrá que el temblor consiste en un movimiento horizontal de la fundación en una dirección cualquiera. En todo caso, las estructuras deberán analizarse y calcularse, por lo menos, para movimientos sísmicos en dos direcciones perpendiculares o aproximadamente perpendiculares" (Instituto Nacional de Normalización, Cálculo antisísmico de edificios, Norma Chilena Oficial NCh433. Of.72, 1974:4).

**17** "Se exigirá el análisis dinámico en edificios que excediendo de  $n = 15$  pisos o  $H = 45$  m tengan una distribución irregular de masas o rigideces en la altura (Instituto Nacional de Normalización, Cálculo antisísmico de edificios, Norma Chilena Oficial NCh433. Of.72, 1974:4).

**18** Otras variables (consideradas tempranamente en la Ordenanza General) como el coeficiente sísmico, la clasificación de los tipos de suelo, la diferenciación de sistemas constructivos y materiales o consideraciones generales sobre la forma de la pieza edilicia también fueron recogidos en la Norma, si bien con tipos de clasificación y valores más precisos.

**19** "Se entiende que tienen ductilidad adecuada los marcos rígidos de acero cuyas conexiones están realizadas con remaches, pernos calibrados, pernos de fricción, o uniones soldadas, con exclusión de pernos no calibrados, y los marcos rígidos de hormigón armado en cuyos nudos las armaduras aseguren un confinamiento del hormigón en todas direcciones, suficiente para desarrollar en ellos una rótula plástica" (INN, NCh433. Of.72, 1974:5).

**20** Ver punto N°8 Estructuración: 8.1 Edificios compuestos de varios cuerpos o de planta irregular; 8.2 Separaciones; 8.3 Otras disposiciones. Ver: NCh433. Of.72, 1974, pp. 12, 13.

**21** "7.5 Con el objeto de calcular el aporte de solicitaciones de cada modo natural de vibrar, se computará el esfuerzo de corte correspondiente a cada modo utilizando el siguiente espectro de aceleraciones (...) [donde] los valores especificados para  $a/g$  está implícito el amortiguamiento estructural. No se permitirán reducciones adicionales por este concepto" (NCh433. Of.72, 1974:11).

22 "9.1 a) antepechos, parapetos, piñones y mojinetes, una fuerza horizontal igual a la mitad de su peso; b) para estanques, chimeneas, glorietas, casetas de ascensor y en general, estructuras menores sobre edificios, una fuerza horizontal igual a su masa por el doble de la aceleración del piso en que se encuentran (...)" (NCh433 Of.72, 1974: 13).

23 Una operación de este tipo implica una serie de consecuencias que exceden los alcances espaciales como, por ejemplo, el control lumínico o la climatización interior artificial. Una de las razones fundamentales con las que contraargumentaron los autores del proyecto (Luis Larraguibel y Jorge Aguirre) fue la inclusión de un sistema de climatización interior –de avanzada para el período– que requería completa hermeticidad del plano de fachada. Mientras que desde un punto de vista funcional y económico, los elementos estructurales salientes contribuyen, a juicio de Larraguibel, a la protección "durante varias horas del día (...) un buen porcentaje del ventanal corta [sic] el sol y la luz molesta [ahorrando el hecho que] el empleado (...) [tuviera] que retirar su escritorio del plano de la ventana, perdiéndose superficie útil." (Revista AUCA, 1969:53).

24 "Después de las 8:30 llegan en 15 minutos 1500 personas al edificio y el requerimiento de los vestíbulos corresponde exclusivamente a la circulación vertical. Si en ese momento tuviéramos un sólo [sic] vestíbulo con los ascensores cara a cara, de la cola de personas excedería toda el área prevista, congestionando al máximo" (Larraguibel, 1969:50).

25 Los únicos tabiques y muros de relleno considerados en el edificio, se concentran en el núcleo vertical y fueron construidos en "concreto <tipo C> (150 kg/cm<sup>2</sup>) y mallas <acma>". Plano de cálculo estructural, Empresa Nacional de Electricidad S.A., Planta Cielo Entrepiso, lámina N°116-8 de fecha 28/09/1965. Archivo Técnico, Departamento de Arquitectura, Dirección de Obras Municipales, I. Municipalidad de Santiago.

26 La sección hexagonal irregular está compuesta por cuatro lados semejantes (bordes superiores e inferiores) y otros dos distintos de los anteriores, de longitud igual a 0,60 m. Cada una de estas caras iguales reciben el plano basal de la viga maestra que completa el sistema de pórticos y cuya sección trapezoide invertida varía progresivamente hacia el plano de convergencia en el punto medio entre los apoyos.

27 "Las losas formadas con elementos prefabricados de hormigón armado, hormigón precomprimido o albañilería armada podrán aceptarse como capaces de asegurar la distribución (...) siempre que hayan tomado precauciones adecuadas para lograr uniones efectivas entre las losas y los elementos verticales..." (NCh433 Of.72:art.6.2.4).

#### REFERENCIAS

AEDO, Fernando. (1965). "Avances en la construcción y perspectivas de hormigón pre-formado en Chile". Revista *Técnica y Creación* 8 (1965): 3-6.

AGUIRRE, Jorge. En: Revista *AUCA* 15 (Junio-Julio, 1969).

ARIAS, Arturo; HUSID, Raúl. "Proyecto de Norma de Cálculo Antisísmico de Edificios". Revista *IDIEM*, 1, 2 (junio 1962): 121-146.

ARIAS, Santiago. En: Revista *AUCA* 15 (Junio-Julio, 1969)

ARRIAGADA, Ana. "Análisis del Factor de Transformación de Resistencias de Probetas cilíndricas de  $\phi 10$  y  $\phi 15$  a probetas cúbicas de 20 x 20 cm para hormigones de grado H20 y H30". Tesis para Optar al Título de Ingeniero de la Construcción, Universidad Austral de Chile, 2011.

BARRIENTOS, Marco. "Earthquake destruction, urban construction and infrastructure in Chile (1906-1958)". *IPHS. History, Urbanism, Resilience. International Planning History Society Proceedings* Vol 17, No 3, 2016. Delft, Netherlands, EU.

BARRIENTOS, Marco. "La Arquitectura de los Terremotos en Chile (1929-1972)" Tesis Doctoral, Facultad de Arquitectura, Diseño y Estudios Urbanos, Pontificia Universidad Católica de Chile, 2018.

BERTLING, H. "Experience and Practice in Chile". *Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 1 (1956): 20-1-20-10.

BIOT, Marcel. "Theory of Elastic Systems Vibrating under Transient Impulse, with an Application to Earthquake-Proof Buildings". *Proceedings of National Academy of Science*, N°19 (1933): 262-268.

CASTRO, René. "Contribución a la Norma Chilena NCh433 Of.72 Diseño Antisísmico de Edificios". Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, 1980.

DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS PÚBLICAS. *Ley N°4566, Ordenanza General de Construcciones y Urbanización*. Santiago de Chile: Imprenta Lagunas y Quevedo, 1930.

DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIONES Y URBANIZACIÓN. *Ordenanza General de Construcciones y Urbanización*. Santiago de Chile: Imp. Lagunas & Quevedo Ltda, 1930.

FLORES, Rodrigo. *Ingeniería Sísmica. El caso del sismo del 3 de marzo de 1985*. Santiago: Instituto de Ingenieros de Chile, 1985.

INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGACIONES TECNOLÓGICAS Y NORMALIZACIÓN. *Ley y Ordenanza General sobre Construcciones y Urbanización*. Santiago de Chile: Imprenta y Litografía Universo, 1950.

LARRAGUIBEL, Luis. En: Revista *AUCA* 15 (Junio-Julio, 1969).

NORMA CHILENA OFICIAL. Nch 170 Hormigón Armado. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización, 1952.

NORMA CHILENA OFICIAL. Nch 429. EOf.57., Hormigón Armado: Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización, 1957.

NORMA CHILENA OFICIAL. NCh433 Of.72. Diseño Antisísmico de Edificios. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización, 1979.

NORMA CHILENA OFICIAL. NCh211, Acero – Enfieradura para uso en Hormigón Armado, requisitos. Santiago de Chile: Instituto Nacional de Normalización, 2012.

REVISTA CHILENA DE RACIONALIZACIÓN (1962), N°32, junio, Instituto Nacional de Investigaciones Tecnológicas y Normalización.

TORROJA, Eduardo. *Razón y ser de los tipos estructurales*. Madrid: Ediciones Doce Calles, 2010.

#### IMÁGENES

FIG. 01 Norma Chilena Oficial NCh433 Of.72. Cálculo Antisísmico de Edificios. Instituto Nacional de Normalización (INN), Santiago, Chile, 1979

FIG. 02 Estación de Biología Marina Montemar, Reñaca, Chile. Fuente: Archivo Escuela de Arquitectura, Universidad de Valparaíso

FIG. 03 Edificio Empresa Nacional de Electricidad S.A. (ENDESA), c. 1970 Fuente: Archivo fotográfico Dirección de Arquitectura, Ministerio de Obras Públicas, Gobierno de Chile

FIG. 04 Fachadas norte y oriente edificio Empresa Nacional de Electricidad S.A. (ENDESA), c. 1969. Fuente: Revista *AUCA* N°15, jun-jul, 1969, Santiago

FIG. 05 Planta cielo entrepiso y planta cielo tercer piso, edificio ENDESA. Fuente: I. Municipalidad de Santiago, Dirección de Obras

FIG. 06 Reconstrucción modelo axonométrica edificio ENDESA. Fuente: elaboración propia. Modelo: Nicol Henríquez

FIG. 07 Elevación fachada norte proyecto edificio ENDESA, 1965. Fuente: I. Municipalidad de Santiago, Dirección de Obras

FIG. 08 Corte transversal proyecto edificio ENDESA, 1965 y detalle disminución sección vigas. Fuentes: I. Municipalidad de Santiago, Dirección de Obras / elaboración del autor.

FIG. 09 Reconstrucción modelo axonométrica cortada edificio ENDESA. Fuente: elaboración propia. Modelo: Nicol Henríquez.

FIG. 10 Detalle fachada costado norponiente edificio ENDESA, c. 1969. Fuente: Revista *AUCA* N°15, jun-jul, 1969, Santiago