

CAPITULO 5

ANALISIS SISMICO DE LOS CUERPOS DE LA TORRE PRINCIPAL

5.1 ANTECEDENTES

Las estructuras que componen la Torre Principal del Hospital de Coquimbo fueron modeladas y analizadas bajo las demandas de la norma NCh433.Of96 con los siguientes objetivos:

- i. Comparar las propiedades dinámicas medidas experimentalmente con las predichas por un modelo básico de análisis.
- ii. Evaluar las demandas de resistencia que exige para esta estructura la norma de diseño sísmico vigente.
- iii. Estimar el grado de deterioro que presenta la estructura.
- iv. Generar un modelo de análisis para validar distintas opciones de reparación.

El modelo analítico fue desarrollado en la empresa IEC Ingeniería S.A.

5.2 SUPUESTOS DEL MODELO

Para la elaboración del modelo se realizaron los siguientes supuestos:

- i. Las vigas y las columnas son modeladas con sus secciones nominales no agrietadas. Además no se considera la colaboración de las losas de piso en las vigas (alas colaborantes).
- ii. A nivel de la fundación se considera empotramiento perfecto.
- iii. El efecto geométrico de los nudos se modela considerando una penetración del elemento que concurre al nudo igual a un 25% de su altura.
- iv. Los ejes de las columnas pasan a través del centroide de la sección transversal de las columnas.
- v. La altura de piso corresponde a la distancia entre los bordes superiores de las losas.

- vi. Las losas se consideran infinitamente rígidas en su plano, estableciendo la compatibilidad de desplazamientos que esta característica produce en el plano de la losa.
- vii. El módulo de elasticidad del hormigón se estima como $19000 (R_{28})^{0.5}$ (3.3×10^6 ton/m²).
- viii. Las masas traslacionales y rotacionales se asignan al centro geométrico de la planta.
- ix. El peso sísmico de cada piso queda determinado por:
 - * Un 25% de la sobrecarga de diseño recomendada para este tipo de edificios (300 kgf/m², según NCh1537)
 - * Un peso de los tabiques por unidad de área de 55 kgf/m².
 - * Un peso de los pisos de baldosa de 100 kgf/m².
 - * Un peso específico del hormigón de 2,5 ton/m³.
 - * Una sobrecarga nula a nivel del techo y un peso de techumbre de 35 kgf/m².
 - * Un peso de sobrelosa de hormigón de espesor incierto, la que se considera para los efectos de esta cubicación de 10 cm de espesor considerando los espesores medidos durante la inspección de la estructura.

En la tabla 5.1 se indican el área de las plantas y el peso sísmico de cada piso.

TABLA 5.1 Areas de plantas y pesos por piso

Cuerpo	Piso	Area de planta (m ²)	Peso piso (ton)	Peso por unidad de área, ton/m ²
A	1	871,2	725,4 (725,4)	0,833 (0,833)
	2	696,96	933,8 (760,0)	1,340 (1,09)
	3	696,96	1024,2 (850,0)	1,470 (1,220)
	4	696,96	981,8 (807,6)	1,409 (1,159)
	5	696,96	634,4 (634,4)	0,910 (0,910)
B	1	871,2	746,73 (746,73)	0,857 (0,857)
	2	871,2	1057,1 (850,14)	1,213 (0,976)
	3	871,2	1127,4 (920,5)	1,294 (1,057)
	4	871,2	1178,4 (960,57)	1,353 (1,103)
	5	871,2	796,17 (796,17)	0,914 (0,914)
C	1	696,96	602,51 (602,51)	0,864 (0,864)
	2	696,96	935,93 (761,69)	1,343 (1,093)
	3	696,96	1026,3 (852,02)	1,472 (1,222)
	4	696,96	994,22 (819,98)	1,427 (1,177)
	5	696,96	643,55 (643,55)	0,923 (0,923)

(): Peso sin sobrelosa de 10 cm de hormigón.

En las tablas 5.2, 5.3 y 5.4 se indican los datos básicos para el análisis de cada cuerpo. Los datos que se entregan corresponden a:

W: Peso del piso

Xg, Yg: Posición del centro de Masa

hi: Altura de Piso
Jg: Inercia Rotacional de Masa
r: Radio de Giro
Lx: Longitud de Planta en X.
Ly: Longitud de Planta en Y.

TABLA 5.2. Cuerpo A

Piso	W	Xg	Yg	hi	Jg	r	Lx	Ly
4º	634	19,8	13,2	3,25	77080.	11,02	27,0	27,0
3º	982	19,8	13,2	3,25	119289.	11,02	27,0	27,0
2º	1024	19,8	13,2	3,25	124440.	11,02	27,0	27,0
P.Mec	934	19,8	13,2	2,95	113457.	11,02	27,0	27,0
1º	725	16,5	13,2	3,25	112314.	12,44	33,6	27,0

TABLA 5.3 Cuerpo B

Piso	W	Xg	Yg	hi	Jg	r	Lx	Ly
5º	212.	50,15	16,50	4,32	7865.	6,10	20,00	6.80
4º	796.	50,15	13,20	3,25	123271.	12,44	33,60	27,00
3º	1178.	50,15	12,79	3,25	186709.	12,59	33,60	27,00
2º	1127.	50,12	13,24	3,25	181783.	12,70	33,60	27,00
P. Mec	1057.	50,12	13,24	2,95	170438.	12,70	33,60	27,00
1º	747.	50,15	12,79	3,25	118317.	12,59	33,60	27,00

TABLA 5.4 Cuerpo C

Piso	W	Xg	Yg	hi	Jg	r	Lx	Ly
4 ^o	644.	80,50	13,20	3,25	78191.	11,02	27,00	27,00
3 ^o	994.	80,50	13,20	3,25	120798.	11,02	27,00	27,00
2 ^o	1026.	80,50	13,20	3,25	124691.	11,02	27,00	27,00
P. Mec	936.	80,50	13,20	2,95	113716.	11,02	27,00	27,00
1 ^o	603.	80,50	13,20	3,25	73205.	11,02	27,00	27,00

Se desarrollaron dos modelos, uno que incluye las sobrevigas o antepechos existentes a nivel del Piso Mecánico y otro sin ellas. En estos modelos no se han incluido los resultados del estudio de vibraciones.

5.3 PARAMETROS ESPECTRALES Y NORMATIVOS

Los parámetros espectrales y normativos para establecer la demanda son los siguientes:

Categoría del edificio:	A
Coefficiente de importancia (I):	1,2
Zona sísmica:	3
Tipo de suelo:	II
R_w :	11,0
R:	7,0
A_0/g :	0,40
Corte basal mínimo (ambas direcciones):	0,08 P
Corte basal máximo (ambas direcciones):	0,168 P
Fórmula de combinación modal:	CQC

Excentricidad y torsión fue incluido como un par estático adicional en el centro de masa.

5.4 RESULTADOS GLOBALES

Los resultados del análisis del modelo con sobrevigas en el Piso Mecánico y sin sobrevigas se presentan en el Anexo F. Los esfuerzos en los elementos generados al aplicar el espectro de la Norma NCh433.Of96 se adjuntan en un diskette. Los resultados presentados en el Anexo F son autoexplicativos y se utilizan en la verificación de esfuerzos que se presentan a continuación, sin embargo se resaltan acá algunos aspectos de importancia.

Los períodos para ambos modelos y todos los cuerpos se indican en la tabla 5.5, en el Anexo F se entregan adicionalmente las masas modales efectivas y formas modales.

- La diferencia de las propiedades dinámicas del modelo con sobrevigas y las medidas en terreno, demuestran que existe una subestimación del peso y la estructura presenta un deterioro de su rigidez especialmente en la dirección longitudinal.
- Como era de esperarse las sobrevigas disminuyen los períodos del sistema y generan un acoplamiento lateral-torsional leve.
- En los cuerpos no se aplica la restricción del corte basal mínimo. En los modelos desarrollados el corte basal varió entre el 8.10 y el 10.51% del peso.
- Alrededor del 80% de la masa modal efectiva se encuentra con el primer modo de cada cuerpo. Más del 90% de la masa efectiva se obtiene con los dos primeros modos traslacionales.
- Las distancias de separación entre cuerpos existente (5 cm) es inferior a la requerida por la norma.
- La excentricidad dinámica observada en el modelo con sobrevigas del cuerpo A es levemente alta.
- Tomando en cuenta la relación de altura a período se puede establecer que esta estructura es del tipo flexible.
- Se cumple con las disposiciones sobre desplazamiento relativo a nivel de centro de masa y distorsión adicional de piso.

Tabla N° 5.5 Períodos para los dos modelos

SIN SOBREVIGAS PISO MECANICO			CON SOBREVIGAS PISO MECANICO		
CUERPO	MODO	DIRECCION PREDOMINANTE	PERIODO	DIRECCION PREDOMINANTE	PERIODO
A	1	TRANSVERSAL	0.55	TRANSVERSAL-TORSION	0.52
	2	LONGITUDINAL	0.54	LONGITUDINAL	0.48
	3	TORSION	0.44	TORSION	0.38
	4	TRANSVERSAL	0.18	TRANSVERSAL-TORSION	0.17
	5	LONGITUDINAL	0.18	LONGITUDINAL	0.17
B	1	TRANSVERSAL	0.59	TRANSVERSAL	0.59
	2	LONGITUDINAL	0.58	LONGITUDINAL	0.52
	3	TORSIONAL	0.49	TORSION	0.43
	4	TRANSVERSAL	0.21	TRANSVERSAL	0.21
	5	LONGITUDINAL	0.20	LONGITUDINAL	0.19
C	1	TRANSVERSAL	0.57	TRANSVERSAL-TORSION	0.53
	2	LONGITUDINAL	0.57	LONGITUDINAL	0.49
	3	TORSIONAL	0.47	TORSION	0.40
	4	TRANSVERSAL	0.18	TRANSVERSAL	0.17
	5	LONGITUDINAL	0.18	LONGITUDINAL	0.17

5.5 VERIFICACION ESTRUCTURAL

INTRODUCCION

Con el objeto de tener antecedentes para evaluar la vulnerabilidad estructural de la torre principal del Hospital de Coquimbo, se verifica el cumplimiento de las disposiciones actualmente vigentes para el diseño de estructuras de marcos de hormigón armado en zonas de alta sismicidad

La norma chilena de diseño sísmico (NCh433.Of96) estipula que el diseño de estructuras de hormigón armado deberá cumplir lo dispuesto en el código ACI318-95 "Building Code Requirements for Structural Concrete", especialmente lo indicado en su capítulo N°21 "Special Provisions for Seismic Design" La verificación del diseño estructural, basada en este documento se divide en:

- a) Evaluación de la capacidad resistente de la estructura frente a las solicitaciones de diseño indicadas en la norma NCh 433.Of96, para las dos condiciones analizadas del edificio.
 - Edificio con antepechos en el cielo del piso 1ro, en los ejes perimetrales
 - Edificio sin antepechos en el cielo del piso 1ro, en los ejes perimetrales

- b) Revisión de los requerimientos de ductilidad del sistema estructural.

Para los efectos de los resultados presentados, los pisos se denominan numéricamente en forma ascendente de manera que:

Piso 1 = Piso 1ro.

Piso 2 = Piso Mecánico

Piso 3 = Piso 2do.

Piso 4 = Piso 3ro.

Piso 5 = Piso 4to.

5.5.1 CAPACIDAD RESISTENTE DE LA ESTRUCTURA

i. Columnas

Existen 5 tipologías distintas de columnas, diferenciadas por sus cuantías de armaduras longitudinales y transversales como se indica en la tabla 5 6

Tabla 5.6. Tipos de Columnas

TIPO	Sección	PISO	A longitudinal	A transversal (1)
P1	60 x 60 cm	1ro.	36 ϕ 32	ED ϕ 12 a 22
P2	60 x 60 cm	1ro.	28 ϕ 26	ED ϕ 10 a 40
P1	60 x 60 cm	Mecánico.	32 ϕ 26	ED ϕ 12 a 22
P2	60 x 60 cm	2do.	24 ϕ 26	ED ϕ 10 a 30
P1-P2	60 x 60 cm	3ro. y 4to	16 ϕ 22	ED ϕ 10 a 40

(1) El espaciamiento de estribos considerado corresponde al doble del valor indicado en planos, ya que éstos son dispuestos en direcciones alternadas. Sólo al espaciamiento indicado en la tabla existen barras de refuerzo al corte continuas en toda la altura del elemento, como aconseja la buena práctica. Bajo la hipótesis eventual de considerar colaborante la cuantía de armadura transversal de las barras discontinuas, se logra un aumento de la resistencia al corte del orden del 30%, pero no se cumplen los requisitos de confinamiento exigidos en el diseño dúctil para columnas.

La capacidad resistente se verificará frente a los esfuerzos de diseño determinados por la combinación de cargas (NCh433.Of96) : $1.4 *$ (esfuerzos estáticos + esfuerzos sísmicos)

En la expresión anterior los esfuerzos sísmicos corresponden a los entregados en el Anexo F. Las cargas axiales estáticas son estimadas en función de las áreas tributarias de cada columna, despreciando los esfuerzos estáticos de corte y flexión

El estudio de la resistencia estructural de las columnas contempla la verificación de

a) Flexión compuesta :

Dado que, en términos generales, la flexión en la dirección de la acción del sismo es preponderante sobre la flexión en la otra dirección, la verificación no considera el efecto de flexión biaxial. Para definir esta capacidad resistente se asume conservadoramente $\phi = 0.7$ (para flexión compuesta ϕ varía entre 0.7 y 0.9); el valor de ϕ considerado no determina la falla de los elementos verificados.

b) Esfuerzo de corte:

Los planos de diseño indican estribos dobles dispuestos en forma alternada. Teniendo en cuenta esta disposición, para determinar la resistencia al corte en cada dirección se considera el doble del espaciamiento especificado en planos. Para establecer esta capacidad resistente se ha considerado la colaboración del hormigón, independientemente de la magnitud del corte sísmico y se usa un factor reductor de resistencia $\phi = 0.85$.

Resultados

Los resultados de esta verificación indican que:

a) Para el caso del edificio **sin antepechos** en el cielo del primer piso de los marcos perimetrales, las columnas cumplen las demandas de resistencia, como se aprecia en las tablas 5.7 y 5.8

b) En el caso del edificio **con vigas antepechos** en el cielo del primer piso de los marcos perimetrales, las columnas cumplen las demandas de resistencia, excepto las "columnas cortas" de los ejes perimetrales del 2do piso, que ven excedida su capacidad al corte. Las tablas 5.9 y 5.10 resumen la condición resistente de las columnas en este caso

Tabla 5.7. Verificación de Flexión compuesta - Edificio sin antepechos

CUERPO	A
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.18
Factor de utilización máximo	0.45
Elemento con F.U. máximo	EJE 25 / EJE M / PISO 3
CUERPO	B
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.19
Factor de utilización máximo	0.42
Elemento con F.U. máximo	EJE 27 / EJE LL / PISO 3
CUERPO	C
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.18
Factor de utilización máximo	0.32
Elemento con F.U. máximo	EJE 32 / EJE N / PISO 4

Tabla 5.8. Verificación de Flexión compuesta - Edificio con antepechos

CUERPO	A
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.20
Factor de utilización máximo	0.48
Elemento con F.U. máximo	EJE 25 / EJE M / PISO 3
CUERPO	B
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.20
Factor de utilización máximo	0.51
Elemento con F.U. máximo	EJE 28 / EJE LL / PISO 2
CUERPO	C
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.21
Factor de utilización máximo	0.47
Elemento con F.U. máximo	EJE 32 / EJE M / PISO 3

Tabla 5.9. Verificación de Resistencia al Corte en Columnas Edificio sin antepechos

CUERPO	A
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.32
Factor de utilización máximo	0.57
Elemento con F.U. máximo	EJE 20 / EJE LL / PISO 1
CUERPO	B
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.30
Factor de utilización máximo	0.51
Elemento con F.U. máximo	EJE 27 / EJE LL / PISO 3
CUERPO	C
Nº casos de falla	0
Factor de utilización promedio	0.31
Factor de utilización máximo	0.50
Elemento con F.U. máximo	EJE 32 / EJE M / PISO 3

**Tabla 5.10. Verificación de Resistencia al Corte en Columnas
Edificio con antepechos**

CUERPO	A
Nº casos de falla	9
Factor de utilización promedio	0.37
Factor de utilización máximo	1.15
Elemento con F.U. máximo	EJE 21 / EJE N / PISO 2
CUERPO	B
Nº casos de falla	6
Factor de utilización promedio	0.33
Factor de utilización máximo	1.08
Elemento con F.U. máximo	EJE 27 / EJE LL / PISO 2
CUERPO	C
Nº casos de falla	9
Factor de utilización promedio	0.37
Factor de utilización máximo	1.13
Elemento con F.U. máximo	EJE 35 / EJE LL / PISO 2

En el anexo G.1 se presenta el detalle de las verificaciones

ii. Vigas

En la estructura resistente al sismo del edificio, se distinguen 26 tipos de vigas. La sección transversal de todas estas vigas es 60 x 60cm.

Para efectos de revisión se definieron 3 secciones de control para cada tipo de viga: las dos secciones extremas y una sección en el centro de la luz. Cada sección queda definida por las cuantías de acero superior e inferior; la armadura de corte es uniforme en toda la longitud de la viga.

La capacidad resistente se verifica frente a los esfuerzos de diseño determinados por la combinación de cargas (NCh433.Of96) : $1.4 *$ (esfuerzos estáticos + esfuerzos sísmicos).

En la expresión anterior los esfuerzos sísmicos corresponden a los entregados en el Anexo F. Los esfuerzos estáticos son estimados en función de las áreas tributarias de cada viga considerando descargas trapeciales de las losas y suponiendo una condición de empotramiento en ambos extremos.

El estudio de la resistencia estructural de las vigas contempla la verificación de:

a) Flexión

La resistencia se determina considerando sólo la participación del refuerzo en tracción y se asume un factor de reducción $\phi = 0.9$

b) Esfuerzo de corte.

Para calcular esta capacidad resistente se considera la colaboración del hormigón, independientemente de la magnitud del corte sísmico y se usa $\phi = 0.85$

Resultados

Los resultados de esta verificación indican que:

a) Para el caso de edificio con vigas **sin antepechos** en el cielo del primer piso de los marcos perimetrales, las vigas cumplen con las demandas de resistencia, como se resume en la tabla 5.11.

b) En el caso de vigas **con antepechos** en el cielo del primer piso de los marcos perimetrales, las vigas cumplen con las demandas de resistencia, excepto las vigas con antepecho de los ejes perimetrales del 1er. piso, que ven excedida su resistencia a la flexión. Este resultado es esperable dado que dichas vigas tienen una rigidez mayor asociada al antepecho (60x60+30x100), pero una resistencia de viga típica (60x60cm) La tabla 5.12 resume la condición resistente de las vigas en este caso

**Tabla 5.11. Verificación de Resistencia a Flexión y Corte de Vigas
Edificio sin antepechos**

CUERPO	A
Nº total de vigas	209
Nº fallas por corte	0
Nº fallas por flexión	0
F U. máximo por corte	0.46
Elemento con F.U. máx.corte	EJE M / EL.Nº14
F U máximo por flexión	0.52
Elemento con F.U. máx flexión	EJE 25 / EL Nº14
CUERPO	B
Nº total de vigas	253
Nº fallas por corte	0
Nº fallas por flexión	0
F.U. máximo por corte	0 46
Elemento con F.U. máx.corte	EJE 27 / EL Nº6
F.U máximo por flexión	0.61
Elemento con F.U. máx.flexión	EJE 27 / EL.Nº1
CUERPO	C
Nº total de vigas	200
Nº fallas por corte	0
Nº fallas por flexión	0
F U. máximo por corte	0 45
Elemento con F.U. máx.corte	EJE 32 / EL Nº5
F.U máximo por flexión	0.45
Elemento con F.U. máx.flexión	EJE 32 / EL.Nº1

Tabla 5.12. Verificación de Resistencia a Flexión y Corte de Vigas Edificio con antepechos

CUERPO	A
Nº total de vigas	209
Nº fallas por corte	0
Nº fallas por flexión	12
F.U. máximo por corte	0.48
Elemento con F.U. máx.corte	EJE M / EL N°14
F.U. máximo por flexión	1.68
Elemento con F.U. máx.flexión	EJE O / EL N°54
CUERPO	B
Nº total de vigas	253
Nº fallas por corte	0
Nº fallas por flexión	10
F.U. máximo por corte	0.48
Elemento con F.U. máx.corte	EJE Ñ / EL N°21
F.U. máximo por flexión	1.52
Elemento con F.U. máx.flexión	EJE LL / EL N°56
CUERPO	C
Nº total de vigas	200
Nº fallas por corte	0
Nº fallas por flexión	12
F.U. máximo por corte	0.48
Elemento con F.U. máx.corte	EJE 32 / EL N°5
F.U. máximo por flexión	1.61
Elemento con F.U. máx.flexión	EJE LL / EL N°64

En el anexo G.2 se presenta el detalle de la verificación

iii. Nudos

No se dispone de información respecto a la cuantía del refuerzo transversal existente dentro de los nudos, no siendo posible evaluar la resistencia de los nudos de la estructura

5.5.2 REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

i. Columnas

El cumplimiento de los requisitos de ductilidad para cada tipo de columna se verifica revisando los siguientes aspectos del diseño.

- Dimensiones mínimas (ACI.21.4.1.1)
- Relación ancho/altura (ACI 21.4.1.2)
- Cuantías mínima y máxima de refuerzo longitudinal (ACI 21.4.3.1)
- Ubicación y longitud de empalmes del refuerzo longitudinal (ACI.21.4.3.2)
- Cuantía mínima de refuerzo transversal en zona vecina al nudo (ACI.21.4.4.1)
- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal en zona vecina al nudo (ACI.21.4.4.2)
- Distancia máxima entre puntos de amarre del refuerzo longitudinal (ACI 21.4.4.4)
- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal en zona central de la columna (ACI 21.4.4.6)

La figura 5.1 ilustra parte de las disposiciones anteriores.

También se verifica, para cada tipo de columna, el cumplimiento de la exigencia de proveer una resistencia al corte que asegure la falla por flexión (ACI.21.4.4.6). Para esta verificación se asume $\phi=1.0$ y una tensión de fluencia del acero $=1.25*f_y$.

Resultados

- a) **Las columnas no cumplen los requisitos de ductilidad** Las fallencias más importantes se relacionan con el cumplimiento de:
 - Cuantías límite: La gran mayoría de las columnas del primer piso (tipo P1) exceden la máxima cuantía permitida (8%).
 - Refuerzo transversal. Todas las columnas estudiadas están provistas, en las zonas de encuentro con las vigas, con cuantías de refuerzo transversal menores y espaciamientos mayores que los exigidos.
 - No se dispone de información respecto a la ubicación y longitud de empalmes (no especificada en planos).
- b) La resistencia al corte resulta deficiente desde el punto de vista de asegurar la falla dúctil del elemento (falla por flexión previa a la falla por corte)

En las tablas 5.13 a 5.17 se presentan cuadros de la evaluación detallada de los requerimientos de ductilidad para cada tipo de columna.

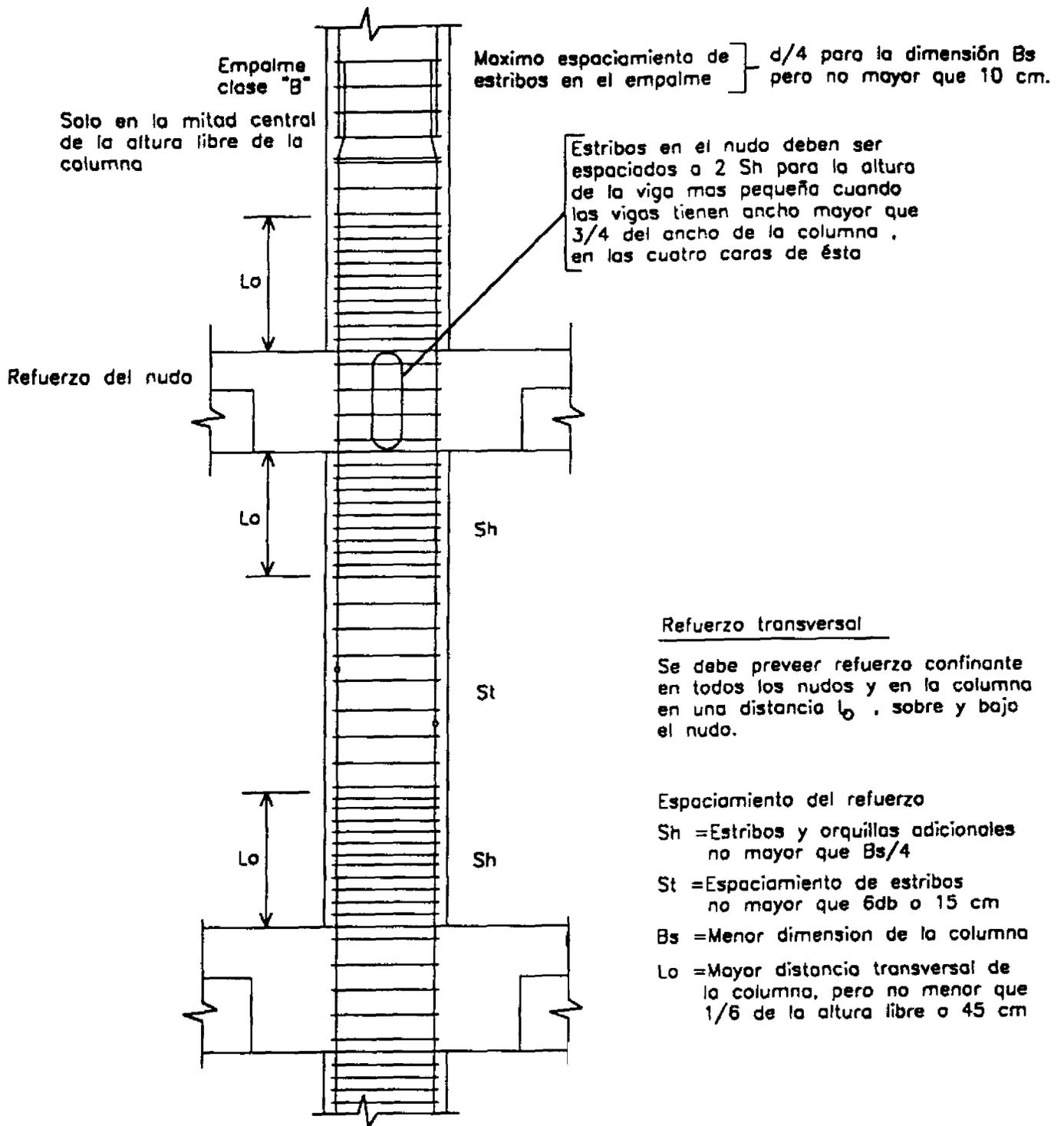


Figura 5.1. Requisitos de ductilidad en columnas

Tabla N° 5.13 Columna del Primer Piso

REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD PARA COLUMNAS						
según Capítulo 21 - Código ACI 318 - 95						
Proyecto:	HOSPITAL COQUIMBO					
Elemento:	PILAR TIPO P1 - 60/60 - PISO 1ro					
DIMENSIONES				MATERIALES		
Altura h =	60	cm		Resistencias Nominales:		
Ancho b =	60	cm		Acero	$f_y =$	4200 kg/cm ²
Recubr r =	1,5	cm		Hormigón	$f'_c =$	230 kg/cm ²
Altura libre =	240	cm	aprox.			
Area Bruta Ag =		3600	cm ²			
Area núcleo confinado =		3114	cm ²			
ARMADURAS (Nominales)						
Longitudinal						
N° de barras	36	-				
Diámetro	32	mm				
Ast =	289,5	cm ²				
cuantía	8,0	%				
L amarre	20	cm	Longitud de amarre transversal de barras longitudinales			
Transversal						
Zona vecina al nudo:			Zona central:			
N° de barras	4	-	N° de barras	4	-	
Diámetro	12	mm	Diámetro	12	mm	
Ash =	4,5	cm ²	Ash =	4,5	cm ²	
Espaciam.	22	cm	Espaciam.	22	cm	
Prolongacion del refuerzo transversal en fundaciones				100 cm		
VERIFICACION DE DISPOSICIONES						
a) Geometría						
(21.4.1.1)	$b \geq 12"$	$B"$				
(21.4.1.2)	$b/h \geq 0,4$	$B"$				
b) Refuerzo Longitudinal						
(21.4.3.1)	$1\% < p < 6\%$	--NO CUMPLE--				
(21.4.3.2)	Posicion empalmes	SIN INFORMACION				
	Longitud empalmes	SIN INFORMACION				

c) Refuerzo Transversal en zona vecina al nudo				
Lo = 60 cm (21.4.4.4)				
c.1) Cuantía del Refuerzo				
(21.4.4.1/21-3)	Ash >=	3,15	cm ² - s/h	B°
		3,15	cm ² - s/b	B°
(21.4.4.1/21-4)	Ash >=	6,05	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		6,05	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
c.2) Espaciamiento				
(21.4.4.2)	Sep máxima	10	cm	--NO CUMPLE--
c.3) Amarre de barras longitudinales				
(21.4.4.3)	L amarre max	35	cm	B°
c.4) Longitud reforzada transversalmente en fundaciones				
(21.4.4.5)	L min. refuerzo	30	cm	B°
e) Refuerzo transversal en la zona central de la columna				
e.1) Espaciamiento				
(21.4.4.6)	Sep máxima	18,9	cm	--NO CUMPLE--
f) Otros				
Angulo doblado gancho de estribos			135	B°
Longitud del gancho en estribos (cm)			11	B°
Separación entre barras longit.(cm)			0,7	--NO CUMPLE--
RESISTENCIA				
Ag*f _c /10 =		82,80	Ton	
0,85 V _s (s/h) =		50,01	Ton	0,85 V _c (s/h) 22,83 Ton
0,85 V _s (s/b) =		50,01	Ton	0,85 V _c (s/b) 22,83 Ton
P max =		1304,25	Ton	
M fis =		10,92	Ton-m	

Tabla N° 5.14 Columna del Primer Piso

REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD PARA COLUMNAS			
según Capítulo 21 - Código ACI 318 - 95			
Proyecto:	HOSPITAL COQUIMBO		
Elemento:	PILAR TIPO P2 - 60/60 - PISO 1ro		
DIMENSIONES		MATERIALES	
Altura h =	60 cm	Resistencias Nominales:	
Ancho b =	60 cm	Acero	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Recubr. r =	1,5 cm	Hormigón	$f'_c = 230$ kg/cm ²
Altura libre =	240 cm	aprox	
Area Bruta Ag =	3600 cm ²		
Area núcleo confinado =	3136 cm ²		
ARMADURAS (Nominales)			
Longitudinal			
N° de barras	28 -		
Diámetro	26 mm		
Ast =	148,7 cm ²		
cuantia	4,1 %		
L amarre	20 cm	Longitud de amarre transversal de barras longitudinales.	
Transversal			
Zona vecina al nudo		Zona central:	
N° de barras	4 -	N° de barras	4 -
Diámetro	10 mm	Diámetro	10 mm
Ast =	3,1 cm ²	Ast =	3,1 cm ²
Espaciam.	40 cm	Espaciam.	40 cm
Prolongacion del refuerzo transversal en fundaciones		100 cm	
VERIFICACION DE DISPOSICIONES			
a) Geometría			
(21.4.1.1)	$b \geq 12"$	B°	
(21.4.1.2)	$b/h \geq 0,4$	B°	
b) Refuerzo Longitudinal			
(21.4.3.1)	$1\% < \rho < 6\%$	B°	
(21.4.3.2)	Posicion empalmes	SIN INFORMACION	
	Longitud empalmes	SIN INFORMACION	

c) Refuerzo Transversal en zona vecina al nudo				
Lo = 60 cm (21.4.4.4)				
c.1) Cuantía del Refuerzo				
(21.4.4.1/21-3)	Ash >=	5,44	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		5,44	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
(21.4.4.1/21-4)	Ash >=	11,04	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		11,04	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
c.2) Espaciamiento				
(21.4.4.2)	Sep máxima	10	cm	--NO CUMPLE--
c.3) Amarre de barras longitudinales				
(21.4.4.3)	L amarre max	35	cm	B°
c.4) Longitud reforzada transversalmente en fundaciones				
(21.4.4.5)	L min, refuerzo	30	cm	B°
e) Refuerzo transversal en la zona central de la columna				
e.1) Espaciamiento				
(21.4.4.6)	Sep máxima	15,4	cm	--NO CUMPLE--
f) Otros				
Angulo doblado gancho de estribos			135	B°
Longitud del gancho en estribos (cm)			11	B°
Separación entre barras longit (cm)			1,4	--NO CUMPLE--
RÉSISTENCIA				
Ag*fc/10 =	82,80	Ton		
0,85 Vs (s/h) =	19,13	Ton	0,85 Vc (s/h)	23,04 Ton
0,85 Vs (s/b) =	19,13	Ton	0,85 Vc (s/b)	23,04 Ton
P max =	909,38	Ton		
M fis =	10,92	Ton-m		

Tabla N° 5.15 Columna del Piso Mecánico

REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD PARA COLUMNAS			
según Capítulo 21 - Código ACI 318 - 95			
Proyecto:	HOSPITAL COQUIMBO		
Elemento:	PILAR TIPO P1 - 60/60 - PISO MEC		
DIMENSIONES		MATERIALES	
Altura h =	60 cm	Resistencias Nominales:	
Ancho b =	60 cm	Acero	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Recubr. r =	1,5 cm	Hormigón	$f_c = 230$ kg/cm ²
Altura libre =	240 cm	aprox.	
Area Bruta Ag =	3600 cm ²		
Area núcleo confinado =	3114 cm ²		
ARMADURAS (Nominales)			
Longitudinal			
N° de barras	32 -		
Diámetro	26 mm		
Ast =	169,9 cm ²		
cuantía	4,7 %		
L amarre	20 cm	Longitud de amarre transversal de barras longitudinales.	
Transversal			
Zona vecina al nudo:		Zona central:	
N° de barras	4 -	N° de barras	4 -
Diámetro	12 mm	Diámetro	12 mm
Ash =	4,5 cm ²	Ash =	4,5 cm ²
Espaciam.	22 cm	Espaciam.	22 cm
Prolongacion del refuerzo transversal en fundaciones		NO PROCEDE	
VERIFICACION DE DISPOSICIONES			
a) Geometría			
(21.4.1.1)	$b \geq 12"$	B°	
(21.4.1.2)	$b/h \geq 0,4$	B°	
b) Refuerzo Longitudinal			
(21.4.3.1)	$1\% < \rho < 6\%$	B°	
(21.4.3.2)	Posicion empalmes	SIN INFORMACION	
	Longitud empalmes	SIN INFORMACION	

c) Refuerzo Transversal en zona vecina al nudo				
Lo = 60 cm (21.4.4.4)				
c.1) Cuantía del Refuerzo				
(21 4 4 1/21-3)	Ash >=	3,15	cm ² - s/h	B°
		3,15	cm ² - s/b	B°
(21 4 4 1/21-4)	Ash >=	6,05	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		6,05	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
c.2) Espaciamiento				
(21 4.4 2)	Sep máxima	10	cm	--NO CUMPLE--
c.3) Amarre de barras longitudinales				
(21 4.4.3)	L amarre max	35	cm	B°
c.4) Longitud reforzada transversalmente en fundaciones				
(21.4.4.5)	L min, refuerzo	-	cm	NO PROCEDE
e) Refuerzo transversal en la zona central de la columna				
e.1) Espaciamiento				
(21 4.4.6)	Sep máxima	15,4	cm	--NO CUMPLE--
f) Otros				
Angulo doblado gancho de estribos			135	B°
Longitud del gancho en estribos (cm)			11	B°
Separación entre barras longit (cm)			1,1	--NO CUMPLE--
RESISTENCIA				
Ag*fc/10 =		82,80	Ton	
0,85 Vs (s/h) =		50,01	Ton	0,85 Vc (s/h) 22,96 Ton
0,85 Vs (s/b) =		50,01	Ton	0,85 Vc (s/b) 22,96 Ton
P max =		968,91	Ton	
M fis =		10,92	Ton-m	

Tabla 5.16 Columna Segundo Piso

REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD PARA COLUMNAS						
segun Capitulo 21 - Código ACI 318 - 95						
Proyecto:	HOSPITAL COQUIMBO					
Elemento:	PILAR TIPO P2 - 60/60 -					2do
DIMENSIONES				MATERIALES		
Altura h =	60	cm		Resistencias Nominales:		
Ancho b =	60	cm		Acero	fy =	4200 kg/cm2
Recubr r =	1,5	cm		Hormigón	fc =	230 kg/cm2
Altura libre =	240	cm	aprox.			
Area Bruta Ag =		3600	cm2			
Area núcleo confinado =		3136	cm2			
ARMADURAS (Nominales)						
Longitudinal						
N° de barras	24	-				
Diámetro	26	mm				
Ast =	127,4	cm2				
cuantia	3,5	%				
L amarre	20	cm	Longitud de amarre transversal de barras longitudinales.			
Transversal						
Zona vecina al nudo:			Zona central:			
N° de barras	4	-	N° de barras	4	-	
Diámetro	10	mm	Diámetro	10	mm	
Ash =	3,1	cm2	Ash =	3,1	cm2	
Espaciam.	30	cm	Espaciam.	30	cm	
Prolongacion del refuerzo transversal en fundaciones				NO PROCEDE		
VERIFICACION DE DISPOSICIONES						
a) Geometría						
(21.4.1.1)	b >= 12"	B°				
(21.4.1.2)	b/h >= 0,4	B°				
b) Refuerzo Longitudinal						
(21.4.3.1)	1% < p < 6%	B°				
(21.4.3.2)	Posicion empalmes	SIN INFORMACION				
	Longitud empalmes	SIN INFORMACION				

c) Refuerzo Transversal en zona vecina al nudo				
Lo = 60 cm (21.4.4.4)				
c.1) Cuantía del Refuerzo				
(21.4.4.1/21-3)	Ash >=	4,08	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		4,08	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
(21.4.4.1/21-4)	Ash >=	8,28	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		8,28	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
c.2) Espaciamento				
(21.4.4.2)	Sep.máxima	10	cm	--NO CUMPLE--
c.3) Amarre de barras longitudinales				
(21.4.4.3)	L amarre max	35	cm	B°
c.4) Longitud reforzada transversalmente en fundaciones				
(21.4.4.5)	L min, refuerzo	-	cm	NO PROCEDE
e) Refuerzo transversal en la zona central de la columna				
e.1) Espaciamento				
(21.4.4.6)	Sep.máxima	15,4	cm	--NO CUMPLE--
f) Otros				
Angulo doblado gancho de estribos			135	B°
Longitud del gancho en estribos (cm)			11	B°
Separación entre barras longit. (cm)			1,7	--NO CUMPLE--
RESISTENCIA				
Ag*fc/10 =	82,80	Ton		
0,85 Vs (s/h) =	25,51	Ton	0,85 Vc (s/h)	23,04 Ton
0,85 Vs (s/b) =	25,51	Ton	0,85 Vc (s/b)	23,04 Ton
P max =	849,85	Ton		
M fis =	10,92	Ton-m		

Tabla N° 5.17 Columnas del Tercer y Cuarto Piso

REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD PARA COLUMNAS			
segun Capitulo 21 - Código ACI 318 - 95			
Proyecto:	HOSPITAL COQUIMBO		
Elemento:	PILAR TIPO P1 y P2 - 60/60 - PISOS 3ro y 4to		
DIMENSIONES		MATERIALES	
Altura h =	60 cm	Resistencias Nominales	
Ancho b =	60 cm	Acero	fy = 4200 kg/cm ²
Recubr. r =	1.5 cm	Hormigón	f'c = 230 kg/cm ²
Altura libre =	240 cm	aprox	
Area Bruta Ag =	3600 cm ²		
Area núcleo confinado =	3136 cm ²		
ARMADURAS (Nominales)			
Longitudinal			
N° de barras	16 -		
Diámetro	22 mm		
Ast =	60,8 cm ²		
cuantia	1,7 %		
L amarre	20 cm	Longitud de amarre transversal de barras longitudinales	
Transversal			
Zona vecina al nudo:		Zona central:	
N° de barras	4 -	N° de barras	4 -
Diámetro	10 mm	Diámetro	10 mm
Ash =	3,1 cm ²	Ash =	3,1 cm ²
Espaciam.	40 cm	Espaciam.	40 cm
Prolongacion del refuerzo transversal en fundaciones			
NO PROCEDE			
VERIFICACION DE DISPOSICIONES			
a) Geometría			
(21.4.1.1)	b >= 12"	B°	
(21.4.1.2)	b/h >= 0,4	B°	
b) Refuerzo Longitudinal			
(21.4.3.1)	1% < p < 6%	B°	
(21.4.3.2)	Posicion empalmes	SIN INFORMACION	
	Longitud empalmes	SIN INFORMACION	

c) Refuerzo Transversal en zona vecina al nudo				
Lo = 60 cm (21.4.4.4)				
c.1) Cuantía del Refuerzo				
(21.4.4.1/21-3)	Ash >=	5,44	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		5,44	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
(21.4.4.1/21-4)	Ash >=	11,04	cm ² - s/h	--NO CUMPLE--
		11,04	cm ² - s/b	--NO CUMPLE--
c.2) Espaciamiento				
(21.4.4.2)	Sep. máxima	10	cm	--NO CUMPLE--
c.3) Amarre de barras longitudinales				
(21.4.4.3)	L amarre max	35	cm	B°
c.4) Longitud reforzada transversalmente en fundaciones				
(21.4.4.5)	L min. refuerzo	-	cm	NO PROCEDE
e) Refuerzo transversal en la zona central de la columna				
e.1) Espaciamiento				
(21.4.4.6)	Sep. máxima	13,0	cm	--NO CUMPLE--
f) Otros				
Angulo doblado gancho de estribos			135	B°
Longitud del gancho en estribos (cm)			11	B°
Separación entre barras longit. (cm)			3,1	--NO CUMPLE--
RESISTENCIA				
Ag*fc/10 =	82,80	Ton		
0,85 Vs (s/h) =	19,13	Ton	0,85 Vc (s/h)	23,12 Ton
0,85 Vs (s/b) =	19,13	Ton	0,85 Vc (s/b)	23,12 Ton
P max =	663,15	Ton		
M fis =	10,92	Ton-m		

ii. Vigas

Para las vigas se verifica el cumplimiento de los siguientes requisitos de ductilidad:

- Requerimientos geométricos (ACI.21.3.1.2 al 21.3.1.4)
- Cuantías mínima y máxima de refuerzo longitudinal (ACI 21.3.2.1)
- Relaciones entre los momentos resistentes positivo y negativo, en una sección determinada; y entre el máximo momento resistente y el mínimo momento resistente presentes en cualesquiera secciones de la viga (ACI 21.3.2.2)
- Ubicación y confinamiento de empalmes del refuerzo longitudinal (ACI 21.3.2.3)
- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal en zona vecina al nudo
- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal en zona central de la viga (ACI 21.4.4.6)

La figura 5.2 resume las disposiciones anteriores

También se verifica, para cada tipo de viga, la exigencia de proveer una resistencia al corte que asegure la falla por flexión (ACI.21.3.4.1) Para esta verificación se asume $\phi=1.0$ y tensión de fluencia del acero $=1.25 \cdot f_y$.

Resultados

Las dimensiones típicas de vigas (60x60cm) y de columnas (60x60cm) satisfacen plenamente los requisitos geométricos

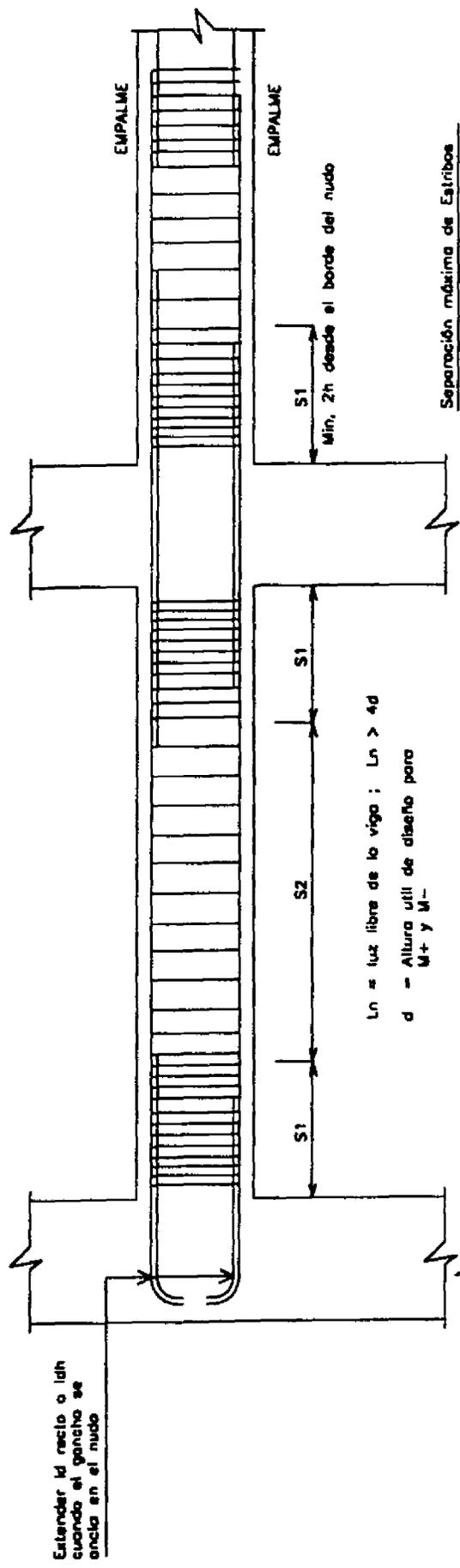
Según el detallamiento indicado en planos no se cumple, para todas las vigas, el requisito de ubicación y confinamiento de empalmes del refuerzo longitudinal (ACI.21.3.2.3) ya que todos los empalmes de la armadura longitudinal inferior se realizan dentro del nudo, situación prohibida por el código.

Para todas las tipologías de vigas no se cumple la condición de proveer una resistencia de momento positivo igual o mayor que la mitad de la resistencia de momento negativo, en una misma sección.

En general el resto de los requisitos de detallamiento se cumple sólo en forma parcial, como se aprecia en la tabla 5.18.

Refuerzo longitudinal sup. e inf.

- mínimo $p = 14/f_y$
- máximo $p = 0.025$
- Momento resistente positivo $> 50\%$ del momento resistente negativo en cualquier sección
- Momento resistente mínimo $> 25\%$ del momento resistente máximo en cualquier extremo
- Mínimo 2 barras continuas, superior e inferior



Separación máxima de Escribos

- En la longitud S1, usar el mínimo entre: $d/4$, $8db$ de la barra más pequeña, $24db$ del escribo, o $30cm$.
- En empalmes el espaciamiento de esribos debe ser menor que $d/4$ y no mayor que $10 cm$.
- En la longitud S2 el espaciamiento no debe ser mayor que $d/2$.

Figura 5.2. Requisitos de ductilidad en vigas

Tabla 5.18. Requerimientos de Ductilidad en Vigas

Numero de tipos de vigas	26
No cumplen cuantía mínima	2
No cumplen cuantía máxima	10
No cumplen $M_{pos} > M_{neg}/2$	26
No cumplen $M_{min} > M_{max}/4$	0
Refuerzo transversal excede espaciamiento máximo en zona vecina al nudo	13
Refuerzo transversal excede espaciamiento máximo en zona central	0

La resistencia al corte resulta deficiente desde el punto de vista de asegurar la falla dúctil del elemento (falla por flexión previa a la falla por corte), cuando se acepta la hipótesis de despreciar la colaboración del hormigón en la resistencia al corte según indica el acápite ACI.21.3.4.2. Las tablas 5.19.a y 5.19.b muestran el grado de cumplimiento de este requerimiento de ductilidad.

Tabla 5.19.a. Resistencia al Corte. Diseño por Capacidad
Criterio (1): Hormigón colabora a la resistencia

Numero de tipos de vigas	26
Nº de casos de falla	0
Factor de Utilización Promedio	0.62
Factor de Utilización Máximo	0.86
Tipo de Viga con F.U. máximo	V304

Tabla 5.19.b. Resistencia al Corte. Diseño por Capacidad
Criterio (2): Hormigón NO colabora a la resistencia

Numero de tipos de vigas	26
Nº de casos de falla	13
Factor de Utilización Promedio	1.01
Factor de Utilización Máximo	1.64
Tipo de Viga con F.U. máximo	V304

En el anexo G.3 se presenta el detalle de las verificaciones efectuadas

5.5.3 CRITERIO COLUMNA FUERTE - VIGA DEBIL

Se evalua este requisito de resistencia mínima a la flexión de las columnas (ACI.21.4.2) para 4 nudos, representativos de la estructura.

NUDO TIPICO 1

Columna Superior . P1 - Piso Mecánico

Columna Inferior . P1 - Piso 1ro

Viga Izqda . V102

Viga Derecha : V102

Ejemplo Eje 22 / Eje M / Piso 1ro

Col Sup.: Pu = 243.9 ton

Me = 124.4 tm

Col.Inf.: Pu = 304.9 ton

Me = 152 tm

Viga Izq. Mg = -142.9 tm

Viga Der . Mg = +51.43 tm

Suma Me = 276.4 tm

Suma Mg = 194.4 tm

$276.4 > 1.2 * 194.4 = 233.3$, **cumple.**

NUDO TIPICO 2

Columna Superior . P2 - Piso 2do (3)

Columna Inferior . P1 - Piso Mecánico (2)

Viga Izqda . M2

Viga Derecha . M2

Ejemplo Eje 23 / Eje M / Piso Mecánico.

Col Sup Pu = 183 ton

Me = 103.2 tm

Col.Inf.: Pu = 244 ton

Me = 123.7 tm

Viga Izq.: Mg = -133.9 tm

Viga Der : Mg = +41.9 tm

Suma Me = 227 tm

Suma Mg = 175.8 tm

$227 > 1.2 * 175.8 = 211$, **cumple.**

NUDO TIPICO 3

Columna Superior : P1 - 3ro (4)

Columna Inferior : P2 - 2do. (3)

Viga Izqda : V202

Viga Derecha : V202

Ejemplo: Eje 34 / Eje M / Piso 2do

Col.Sup : Pu = 122 ton

Me = 64.7 tm

Viga Izq : Mg = -126.5 tm

Col.Inf.: Pu = 183 ton

Me = 103.2 tm

Viga Der : Mg = +37.8 tm

Suma Me = 167.9 tm

Suma Mg = 164.3 tm

$167.9 < 1.2 * 164.3 = 197.2$, **NO cumple.**

NUDO TIPICO 4

Columna Superior : P2 - 4to. (5)

Columna Inferior : P1 - 3ro. (4)

Viga Izqda. : V302

Viga Derecha : V302

Ejemplo: Eje 28 / Eje M / Piso 3ro.

Col.Sup : Pu = 60 ton

Me = 57.1 tm

Viga Izq : Mg = -91.3 tm

Col.Inf.: Pu = 122 ton

Me = 64.7 tm

Viga Der : Mg = +30.6 tm

Suma Me = 121.8 tm

Suma Mg = 121.9 tm

$121.8 < 1.2 * 121.9 = 146.3$, **NO cumple.**

Resultado:

De los resultados obtenidos para los nudos analizados se puede inferir que la estructura cumple el requerimiento en los pisos inferiores (cielo 1ro. y cielo Piso Mecánico) y no lo cumple en los pisos superiores. El cumplimiento, en cualquier caso, está supeditado al correcto empalme y/o anclaje de las armaduras que concurren al nudo, situación que está en duda debido a las fallas observadas en terreno.

5.6 COMENTARIOS

La revisión de la capacidad resistente y de las limitaciones de diseño para obtener ductilidad de los elementos, se realizó utilizando la información de planos. Es importante reconocer que de la inspección de daños se detectaron al menos dos columnas que tuvieron pérdida de recubrimiento y varias uniones viga columna que mostraron daño.

En las zonas dañadas se observó cambios importantes en relación a la especificaciones de los planos en el tipo y disposición del refuerzo. Entre los cambios observados y los aspectos importantes se destacan:

- i. Variación en el diámetro y distribución de refuerzos.
- ii. Mayor espaciamiento de estribos.
- iii. Angulos de 90 grados en los ganchos de anclaje de los estribos.
- iv. Empalme de todas la barras verticales de una cara en una misma sección.
- v. Anclaje de barras longitudinales de vigas en el nudo se desarrolla en la zona de recubrimiento.

Esta situación si bien no se puede generalizar para todo el hospital, da una señal de preocupación que debe ser considerada en cualquier etapa de reforzamiento.