

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SALTA



Facultad de Ingeniería

TEMA: Cálculo de Estructura e Instalación Eléctrica de un edificio modulado



Grado: Ingeniero Civil

Cátedra: Proyecto Final

Alumnos: Armoa Walter Cristian

Ovando Arturo Alexis

Año 2018

INDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	7
Motivación	7
Objetivo.....	8
Objetivo general.....	8
Objetivos específicos.....	8
Alcance	8
CAPÍTULO 2: ESTADO DE LA CUESTIÓN.....	9
CAPÍTULO 3: DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	10
Definición del problema.....	10
Descripción General	10
Propiedades de los materiales	10
Características de losas	12
Análisis de Cargas.....	12
Oficinas, escritorios.....	12
Terrazas, corredores y escaleras	13
Techo.....	13
Consideraciones de la durabilidad del hormigón.....	13
Mediciones con Refracción Sísmica	14
Sitio de estudio.....	15
Procedimiento de campo	15
CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	17
Inercia Efectiva	17
Vigas sobre lecho elástico	17
Pisos rígidos.....	19
Estados de carga y Combinaciones de carga.....	19
Fuerza Sísmica	21
Mallado	22
Mecanismo de colapso.....	22
Ductilidad global de la estructura	24
Análisis de cargas	25
Método Estático Equivalente.....	25
Método Dinámico.....	27

Análisis de un sistema de 7 grados de libertad.....	28
Análisis en la dirección x:	28
Matriz de rigidez:.....	28
Matriz de Masa:	28
Ecuación característica de la dinámica estructural X:.....	28
Matriz de formas modales X:	29
Coeficientes de participación modal.....	29
Análisis en la dirección y:	30
Matriz de rigidez:.....	30
Matriz de Masa:	30
Ecuación característica de la dinámica estructural Y:.....	30
Matriz de formas modales Y	31
Coeficientes de participación modal.....	31
Matriz de participación modal dirección X:	32
Matriz de coeficientes de formas:.....	32
Matriz de aceleraciones máximas:.....	33
Fuerzas Sísmicas Máximas:	33
Matriz de participación modal dirección Y:	34
Matriz de coeficientes de formas:.....	34
Matriz de aceleraciones máximas:.....	35
Fuerzas Sísmicas Máximas:	35
CAPÍTULO 5: DISEÑO POR CAPACIDAD	37
DISEÑO DE VIGAS	37
Limitaciones dimensionales	37
Momentos de diseño	38
Momentos a ejes:	41
Diseño flexional de vigas	41
Armadura inferior:	43
Armadura superior:.....	43
Cuantía mínima en la zona de formación potencial de rótulas plásticas.....	44
Sobrerresistencia flexional de vigas.....	45
Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas	46
Factor de sobrerresistencia flexional de vigas	50

Interrupción, anclaje y empalme de barras longitudinales.....	52
Armadura Transversal	53
Pandeo y confinamiento	54
Estribo perimetral	55
Estribo intermedio suplementario	55
Esfuerzo de corte	56
DISEÑO DE COLUMNAS.....	66
Acciones de Diseño	66
Momento de diseño.....	67
Corte de Diseño.....	67
Esfuerzo axial de diseño	67
Determinación del factor de amplificación dinámica	68
Esfuerzo axil de diseño.....	70
Diseño de la armadura longitudinal.....	70
Cargas axiales máximas de diseño en compresión	71
Longitud de la zona de formación potencial de rotulas plásticas.....	72
Diseño de la armadura transversal	73
Diseño de la armadura transversal en zonas de formación potenciales de rótulas plásticas.	73
Contribución del hormigón a la resistencia del corte	74
Diseño de la armadura transversal en zonas normales	74
Contribución del hormigón a la resistencia al corte	75
Diseño de armadura transversal de corte en zona crítica Columna C25	76
Diseño armadura transversal de corte en zona normal Columna C25	78
Diseño de armadura transversal de corte en zona crítica Columna C325	79
Diseño armadura transversal de corte en zona normal Columna C325 (sección capitel)	80
DISEÑO DE NUDO VIGA-COLUMNA	82
Ancho efectivo del nudo	82
Limitación de la tensión nominal horizontal de corte	83
Anclaje.....	83
Armadura transversal.....	84
FUNDACIONES.....	85
Criterios generales para el diseño.....	85
Clasificación.....	85

Fundaciones para superestructuras con respuesta dúctil.	85
Fundaciones para superestructuras con respuesta elástica.	85
Fundaciones para estructuras con respuesta dúctil.	86
Diseño de la Fundación	86
Diseño de la armadura longitudinal	88
Armadura Superior:.....	88
Armadura inferior:	89
Diseño de la armadura transversal	89
LOSAS	91
Diseño de Losas	91
Relación de luces	91
Altura mínima.....	91
Verificación de relación de rigideces	92
Carga última	92
Evaluación de Momentos.....	93
Cálculo de armaduras.....	94
Capítulo 6: CÁLCULO DE LA INSTALACIÓN ELÉCTRICA	97
Grado de Electrificación.	97
Superficie.....	97
Demanda de Potencia Máxima Simultánea (DPMS):	98
Espacios comunes integrantes de un inmueble.....	103
Número mínimo de circuitos en espacios comunes integrantes de un inmueble.....	103
Determinación de la carga total para inmuebles constituidos por diferentes tipos de viviendas, oficinas o locales	103
EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE DEPARTAMENTO 6 DE PLANTA TIPO	105
PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN	105
PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES (SEGÚN CTM – 002).	106
Planilla de locales.	106
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN.....	106
PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS).....	108
Planilla de análisis de cargas (resumida):.....	108
PASO 5: PROPUESTA O ANTEPROYECTO DE LA INSTALACIÓN	109
PASO 6: PLANILLAS DE LOCALES Y CARGAS	110

Planilla de Locales:	110
Referencias:.....	111
Planilla de Análisis de Carga:.....	112
Referencias:.....	112
PASO 7: ESQUEMAS UNIFILARES.....	115
Para proteger las instalaciones se debe verificar la coordinación de conductores o cables y dispositivos de protección en los siguientes puntos:.....	116
PASO 8: CABLEADO Y CAÑERÍAS	118
Cañerías: Dimensionado	118
Cableado:.....	119
PASO 9: ZONAS HUMEDAS, TENDIDOS SUBTERRANEOS, MEDIDORES, CAJAS, BOCAS.....	121
PASO 10: PROTECCION POR PUESTA A TIERRA.....	121
Resistencia de la puesta a tierra	122
Conductor de protección (PE)	123
Conexión equipotencial.....	123
PASO 11: MEMORIA TÉCNICA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO.....	124
MÉTODO DE CÁLCULO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES ELÉCTRICAS.....	125
EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE PALLIER PLANTA TIPO.....	127
PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN	127
PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES	128
Planilla de locales	128
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN.....	128
PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS).....	130
Planilla de análisis de cargas (resumida).....	130
EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE DEPARTAMENTO 1 DE PLANTA BAJA	131
PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN	131
PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES	132
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN.....	132
PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS).....	133
Planilla de análisis de carga (resumida)	133
EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE PALLIER PLANTA BAJA	135
PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN	135
PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES	136

PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN.....	136
PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS).....	138
Planilla de análisis de carga (resumida)	138
EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE OFICINAS DE PLANTA BAJA.....	139
PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN	139
PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES.....	140
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN.....	140
PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS).....	141
CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES:.....	143
BIBLIOGRAFÍA.....	144
ANEXOS	145

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

Éste trabajo se compone de dos grandes partes, en la primera se realiza el cálculo estructural del edificio, mientras que en la segunda parte se realiza el dimensionamiento de la instalación eléctrica del mismo. Finalmente se encuentran las conclusiones del trabajo y en los anexos se encuentran principalmente los planos de detalle, tanto de la estructura como de la instalación eléctrica.

En el cálculo estructural se procedió a realizar un análisis estructural detallado de todo el edificio a través de un modelo espacial. Para determinar convenientemente la acción sísmica, se aplicó tanto el método estático como el dinámico. En cuanto al diseño de la estructura, se aplicó el Diseño por Capacidad. Aplicando el Reglamento vigente Cirsoc 103 – Parte II. Por el mecanismo de colapso planteado, se diseñaron con este método las Columnas, vigas y nudos, mientras que las fundaciones y losas se diseñaron por resistencia para que se comporten elásticamente.

Para el dimensionamiento de la Instalación Eléctrica se siguió los lineamientos de la “Reglamentación para la ejecución de instalaciones eléctricas en inmuebles AEA 90364 - Parte 7”. Se realizaron los dimensionamientos y detalles tanto para las corrientes fuertes como para las débiles. Para ello se estableció el grado de electrificación, los puntos mínimos, las planillas de carga y dimensionado de los circuitos, los esquemas unifilares, los tableros multiusuarios, la descarga atmosférica y la puesta a tierra.

Motivación

Motivó la realización de este trabajo, el poder estudiar y ganar experiencia en la aplicación del Método de Diseño por capacidad de estructuras sismorresistentes, como así también profundizar los conocimientos en el proyecto y dimensionado de la instalación Eléctrica de un Edificio.

Por otra parte cabe destacar la importancia que tiene la capacitación de nuevos profesionales en el área de la ingeniería sismorresistente, ya que la Ciudad de Salta Capital se encuentra en zona sísmica 3 según la zonificación sísmica de la República Argentina proporcionada por el instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), lo que la caracteriza como zona de elevada peligrosidad sísmica. Como se sabe la región ha sufrido los efectos de fenómenos sísmicos intensos: 1692, 1844, 1948, 1973 y el más reciente de 2010. Los efectos en la ciudad han sido diversos y dieron evidencias sobre la complejidad del fenómeno.

También se debe remarcar la importancia de garantizar instalaciones eléctricas seguras, ya que la mayor parte de los incendios ocurridos se deben a fallas en la instalación eléctrica.

Objetivo

Objetivo general

Cálculo estructural de un edificio, aplicando el diseño por capacidad y el dimensionado y detallado de la instalación eléctrica del mismo, aplicando la reglamentación de la AEA vigente.

Objetivos específicos

Se individualizan los siguientes objetivos específicos:

- 1) Realizar un análisis estructural detallado de todo el edificio a través de un modelo espacial.
- 2) Determinar convenientemente la acción sísmica, aplicando tanto el método estático como el dinámico, comparando los mismos.
- 3) Diseñar la estructura, aplicando el Diseño por Capacidad. A través del Reglamento vigente Cirsoc 103 – Parte II.
- 4) Dimensionar la Instalación Eléctrica siguiendo los lineamientos de la “Reglamentación para la ejecución de instalaciones eléctricas en inmuebles AEA 90364 - Parte 7”.
- 5) Detallar en planos tanto la estructura como la instalación eléctrica del Edificio.

Alcance

A continuación describimos el alcance del presente trabajo:

- 1) Análisis Estructural a través de un modelo espacial de todo el edificio. (Análisis de carga estáticos y dinámicos, modelo digital y cálculo de esfuerzos)
- 2) Diseño por Capacidad de un pórtico en una dirección. (Vigas, columnas y nudos)
- 3) Cálculo elástico y dimensionado de Fundaciones de los pórticos mencionados anteriormente.
- 4) Cálculo elástico y dimensionado de diafragma rígido (Losas). En este caso se realiza sobre una planta tipo del edificio.
- 5) Planos de detalle de armado de los elementos dimensionados.
- 6) Cálculo y dimensionamiento de la instalación eléctrica de todo el edificio. Planos de detalle de toda la instalación.

CAPÍTULO 2: ESTADO DE LA CUESTIÓN.

El método “diseño por capacidad” nace en los años 60 en Nueva Zelanda, como una estrategia de diseño de edificios. Está dirigido a evitar el colapso ante sismos intensos. En forma paralela se estudiaron técnicas para reforzar tabiques de hormigón armado, de tal manera que tengan un comportamiento dúctil, con el fin de evitar también el colapso de los edificios.

Este tipo de diseño, a diferencia del convencional por resistencia permite predecir el comportamiento sísmico global garantizando un cierto grado de protección contra el colapso. Además se logra independizar de la demanda ya que esta inclusive en nuestros tiempos es muy difícil o prácticamente imposible predecir. De esta manera centramos la atención en la capacidad que tiene la estructura de disipar energía a través de deformaciones inelásticas

La reglamentación sismo-resistentes vigente en nuestro país se basa en esta estrategia de diseño, en la cual “Los elementos que resistirán las fuerzas gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionadas y apropiadamente diseñadas y detalladas para ser capaces de disipar energía por deformación inelástica en zonas preestablecidas. Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad”.

CAPÍTULO 3: DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Definición del problema

Se trata de un edificio destinado a viviendas y oficinas en propiedad horizontal, que consta de siete niveles con una altura máxima de 22 m y una superficie cubierta aproximada de 5950 m², cuya tipología estructural elegida es “Pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado”, según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103, edición 2013.

El lugar de emplazamiento del edificio será en la urbanización ex-Pereyra Rozas en el departamento Capital de la provincia de Salta.

Descripción General

Lugar de emplazamiento: **Zona Sísmica 3 (peligrosidad Elevada)**

Terreno de Fundación: **Suelo Tipo III**

Destino y funciones: **Edificio privado de habitación, Grupo B**

Factor de Riesgo: **$\gamma_d = 1$**

Propiedades de los materiales

Hormigón: **$f'_c = 25$ MPa (Para zona sísmica 3: 20 MPa $\leq f'_c \leq 40$ MPa)**

Acero: **$f_y = 420$ MPa; $f_{yt} = 420$ MPa**

Entrepiso y techo: Sistema de losas macizas armadas en dos direcciones

En la **Fig. 1** se muestra una perspectiva del edificio observándose la tipología estructural adoptada, pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado.

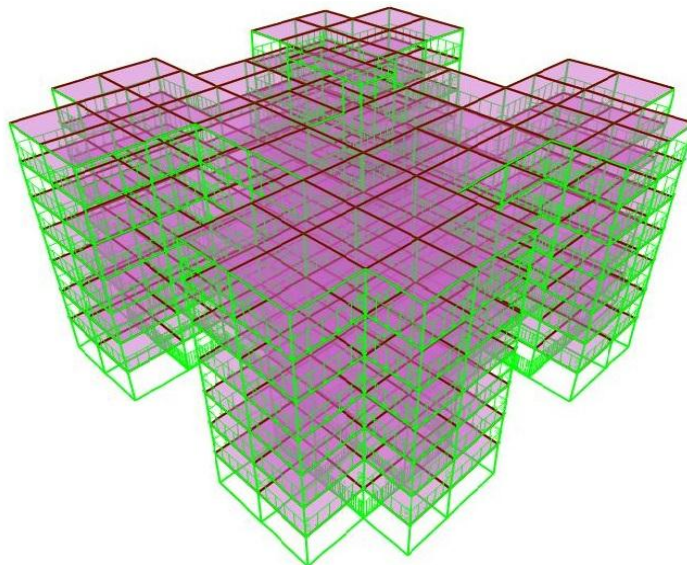


Fig. 1: TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

En las figuras siguientes se muestran la planta de estructura tipo, correspondiente al nivel de planta baja a 6º nivel y las vistas sur y oeste (elevaciones)

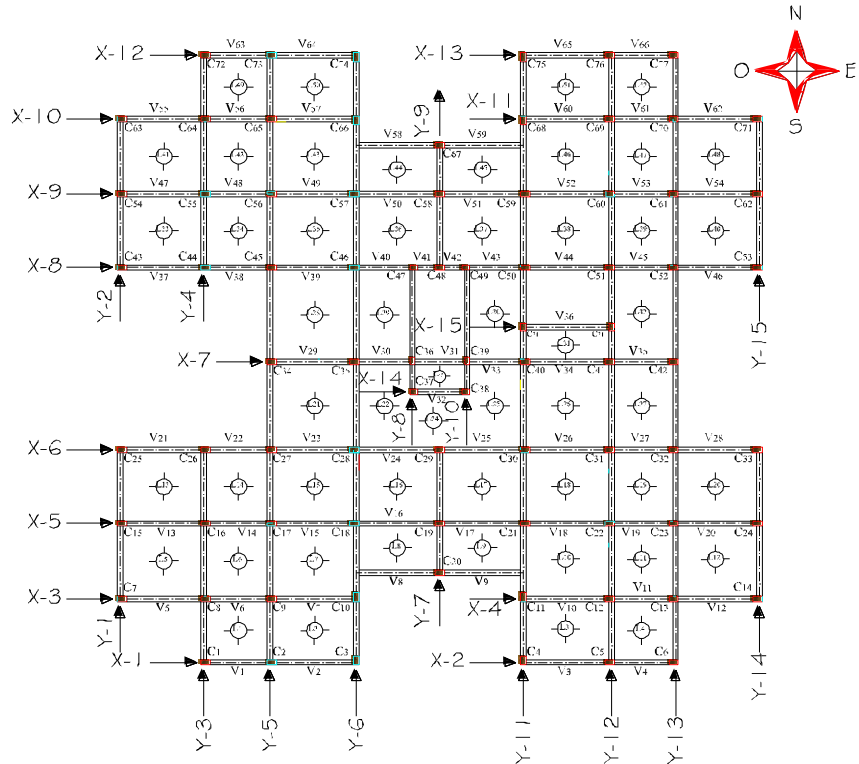


Fig. 2: PLANTA ESTRUCTURAL TIPO (1º - 6º Piso)

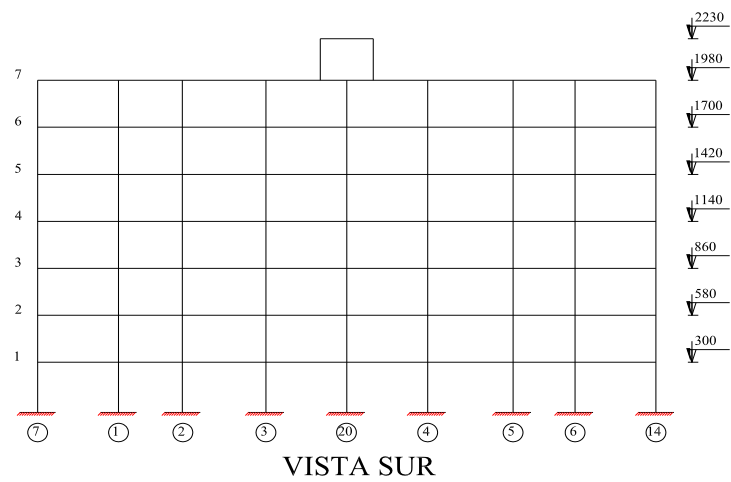


Fig. 3: PÓRTICO X-5

Tabla 1: Características de vigas

NIVEL	VIGAS		
	bw(cm)	d(cm)	hb(cm)
PB a 4°	30	47	50
4° a 6°	30	42	45

Tabla 2: Características de columnas

NIVEL	COLUMNAS	
	bw(cm)	hb(cm)
PB a 2°	30	50
3° a 4°	30	45
5° a 6°	30	40

Características de losas

Las losas del edificio y techo serán macizas de hormigón armado apoyadas según las dos direcciones principales.

Análisis de Cargas

Se distinguen tres tipos de análisis de cargas considerando el destino de los diferentes locales, es decir:

Oficinas, escritorios**Tabla 3: Análisis de Cargas oficinas, escritorios**

1	Peso propio (e = 0,15)	3.75 KN/m ²
2	Contrapiso (H° simple e =0,15)	0.85 KN/m ²
3	Piso cerámico	0.28 KN/m ²
4	Cielorraso	0.5 KN/m ²
5	Sobrecarga	2 KN/m ²
	Total	7.38 KN/m ²

Terrazas, corredores y escaleras

Tabla 4: Análisis de cargas corredores y escaleras

1	Peso propio (e = 0,15)	3.75 KN/m ²
2	Contrapiso (H° simple e =0,15)	0.85 KN/m ²
3	Piso cerámico	0.28 KN/m ²
4	Cielorraso	0.5 KN/m ²
5	Sobrecarga	5 KN/m ²
	Total	10.38 KN/m ²

Techo

Tabla 5: Análisis de Cargas Cubierta

1	Peso propio (e = 0,15)	3.75 KN/m ²
2	Contrapiso (H° simple e =0,15)	0.85 KN/m ²
3	Aislación hidrófuga (membrana asfáltica)	0.05 KN/m ²
4	Baldosa Cerámica y mezcla	0.6 KN/m ²
5	Cielorraso	0.5 KN/m ²
6	Sobrecarga	5 KN/m ²
	Total	10.75 KN/m ²

Consideraciones de la durabilidad del hormigón

Con el propósito de establecer el recubrimiento de las armaduras de los diferentes elementos que conforman la estructura resistente del edificio es indispensable determinar los requisitos mínimos de durabilidad del hormigón a emplear.

De las tablas 2.1 y 2.5 del Reglamento CIRSOC 201 – 2005 se determinan la clase de exposición que produce corrosión en las armaduras y la resistencia mínima especificada del hormigón, es decir:

Clase de exposición: A₁

f' c (mínima): H – 20

Para este ejemplo el tipo de hormigón y clase a emplear es: **H – 25 / A₁**

De acuerdo a con lo prescrito en el artículo 7.7 (CIRSOC 201 – 2005) para la condición c) “hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo”, resulta para este ejemplo:

Clase de exposición: A₁

Tabla 6: Diámetro Mínimo de Doblado

Elemento Estructural	Recubrimiento (mm)
Losas Para barras longitudinales: $db < 32 \text{ mm}$	20 mm ó $\geq db$
Vigas ▫ Armadura principal ▫ Estribos	db; $20 \text{ mm} \leq db \leq 40 \text{ mm}$ 20 mm
Columnas ▫ Armadura principal ▫ Estribos	db; $20 \text{ mm} \leq db \leq 40 \text{ mm}$ 20 mm

Mediciones con Refracción Sísmica

Es de suma importancia la determinación precisa de la variación de onda de corte en función de la profundidad. Por ello se procedió a realizar en el lugar de emplazamiento del edificio mediciones geofísicas, aplicando sísmica de refracción pasiva a través del método MAM (Microtremor Array Measurement). Del resultado de la aplicación del método se determinó una curva característica de la velocidad de onda de corte en función de la profundidad, llegando hasta los 30 metros.

La dispersión, o cambio de velocidad de fase con la frecuencia, es la propiedad fundamental utilizada en los métodos de ondas superficiales. La velocidad de onda cortante (V_s) se puede calcular por inversión matemática de la dispersión de la velocidad de fase de ondas superficiales. La dispersión de onda de superficie puede ser significativa en la presencia de capas con distinta velocidad, que es común en el entorno cercano a la superficie. Esta aplicación tiene que ver con la onda de Rayleigh (onda superficial).

Hay dos formas de generar ondas de superficie:

- Por “fuente activa”, que significa que la energía sísmica se genera intencionalmente en una ubicación específica relativa a un arreglo de geófonos y el registro comienza cuando la fuente de energía es impartida al suelo.
- Por “fuente pasiva” no hay un corte en el registro y se toman datos de la energía generada por el ruido ambiental, viento, etc., se registra en el geófono desde ubicaciones relativas a la propagación.

Se sabe que la energía de las ondas superficiales decae exponencialmente con la profundidad. Por otra parte, una longitud de ondas mayor (es decir, periodos largos y baja frecuencia) en las ondas superficiales, hace que las mismas viajen a mayor profundidad y por lo tanto contienen más información sobre la estructura de velocidades más profunda. Por el contrario, longitudes de ondas más cortas (es decir, periodos cortos y mayor frecuencia) en las ondas superficiales, permite que las mismas viajen a menor profundidad y por lo tanto contienen más información acerca de la estructura de velocidades más superficial. En este contexto, por su naturaleza y proximidad a la propagación de geófonos, se puede decir que

bajas frecuencias de ondas superficiales de una fuente pasiva resuelven la estructura de velocidad a mayor profundidad y las altas frecuencias de ondas superficiales de una fuente activa resuelven la estructura superficial.

El ensayo denominado MAM (Microtremor Array Measurement) está basado en la técnica de autocorrelación espacial (SPAC). Esta técnica se basa en la suposición de que las microvibraciones están formadas por ondas superficiales, y tiene como objeto calcular la velocidad de fase para cada frecuencia, a partir de registros simultáneos de microvibraciones obtenidas desde un arreglo de estaciones. Este método utiliza fuentes pasivas (microvibraciones); Aki (1957), Capon (1969) y Lacoss et al., (1969), han demostrado que el ruido ambiental provee suficiente información para proceder a la metodología de inversión para obtener la estructura de la velocidad de las ondas de corte (ondas S). Tal información es dada por el comportamiento dispersivo de las ondas de superficie, que forman parte primordial de las vibraciones originada por el ruido ambiental (Havenith, et al., 2007)

Sitio de estudio

El sitio de estudio fue el predio Ex – Pereyra Rosas, en este lugar son hubo problemas al desplegar el equipo para realizar las mediciones sísmicas.

Procedimiento de campo

Para la medición se utilizó un sismógrafo GEODE de 24 canales controlado desde una notebook mediante el software Geometrics Seismodule Controller, con 24 geófonos verticales de 4.5 Hz.

A los fines de poder aplicar el método MAM, las mediciones se desarrollaron en horarios nocturnos, de tal manera de minimizar los ruidos ambientales ocasionados principalmente por el tránsito vehicular y peatonal.

La configuración adoptada en este método, fue un arreglo tipo lineal (ver la figura 4). Se adoptó para todos los casos una separación de geófonos de 3m, logrando una longitud del tendido de 69 m al desplegar los 24 geófonos.

El primer paso en el despliegue del equipo, fue ubicar el cable sísmico sobre el terreno en la dirección deseada. Mediante el uso de un equipo de Estación Total se ubicaron los geófonos. Se procuró colocarlos en forma vertical, para luego conectarlos al cable sísmico. Luego se conectaron al sismógrafo los diferentes cables: el sísmico, el de interfaz, el de red y el de energía.

Como se mencionó anteriormente, para el método pasivo no es necesaria la generación de un impulso sísmico. Luego de configurar el software, se registró durante 32 segundos el ruido ambiente del lugar, este procedimiento se repitió como mínimo 20 veces.

Luego de un procesamiento de los datos medidos, el resultado de la velocidad media de onda de corte obtenido es 470 m/s.

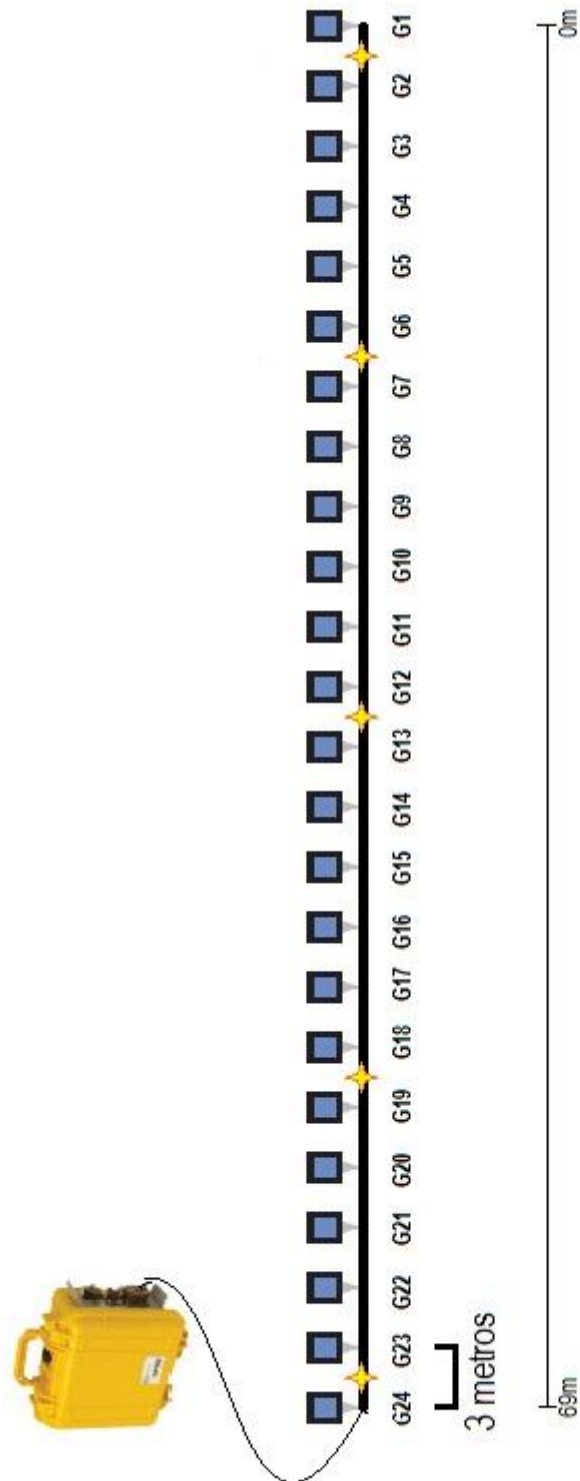


Fig. 4: Configuración adoptada del tendido lineal para el método MAM

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para realizar el análisis estructural del proyecto, se utilizó un software que determina a través del método de los elementos finitos la respuesta en términos de fuerzas, esfuerzos y deformadas. Para ello se establece un modelo en el cual se consideraron las siguientes hipótesis:

Inercia Efectiva

Para obtener resultados reales de las deformaciones y de los esfuerzos internos en estructuras deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento. Los cuales se tuvieron en cuenta en los distintos elementos estructurales de la siguiente forma de acuerdo al Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”: (artículo como se trata de diseño por capacidad)

- Vigas

Momento de Inercia alrededor de 2 ejes: 0.4

Momento de Inercia alrededor de 3 ejes: 0.4

- Columnas

Momento de Inercia alrededor de 2 ejes: 0.8

Momento de Inercia alrededor de 2 ejes: 0.8

- Losa (secciones tipo placa)

Modificador de flexión m 11: 0.5

Modificador de flexión m 22: 0.5

Modificador de flexión m 12: 0.5

Vigas sobre lecho elástico

El sistema de fundación adoptado es el de viga de fundación sobre un medio elástico, que en este caso corresponde con un suelo de arcillas plásticas del tipo (CL). El terreno de fundación arcilloso se modelo con bielas que tienen un apoyo fijo en su extremo inferior, con un comportamiento solo a compresión.

La sección y la longitud de la biela se obtuvieron a partir de la teoría de la Elasticidad y la teoría de Vigas de Fundación sobre lecho elástico a partir de las siguientes expresiones:

$$K = \frac{E \cdot A}{l} \quad (1)$$

$$K = C \cdot S1 \cdot b = C \cdot \text{Superficie Contacto} \quad (2)$$

Dónde:

K= constante de rigidez

E= módulo de elasticidad del material de las bielas en este caso un hormigón H-5 (KN/m²), la fórmula para el cálculo de esta constante elástica se obtuvo del **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201-2005**:

$$E = 4700 \cdot \sqrt{f'c}$$

$f'c$ = resistencia característica a la compresión del hormigón (KN/m²)

A = área de la sección transversal de la biela (m²)

C = coeficiente de balasto de la arcilla (KN/m³)

l = longitud de las bielas (m)

$S1$ = largo de la superficie de contacto de cada biela (m)

b = ancho de la superficie de contacto de cada biela que es igual al ancho de la viga de fundación (m)

Para obtener la separación de las bielas se procedió a dividir la longitud de los pórticos de tal manera que dicha separación que aproximadamente de 1m. y así poder calcular las superficies de contacto o zonas de influencias.

La sección geométrica de la biela se adoptó circular; mantenemos fijo el valor del diámetro de la sección transversal de la biela, en nuestro caso de 10cm., a partir de ello calculamos la longitud de la biela con la siguiente fórmula obtenida de igualar la ecuación (1) con la ecuación (2):

$$l = \frac{E \cdot A}{C \cdot S1 \cdot b}$$

El material de las bielas es un hormigón cuya resistencia característica a la compresión es de 5000 KN/m² (5MPa) cuyo módulo resistente es equivalente al suelo arcilloso que estamos usando.

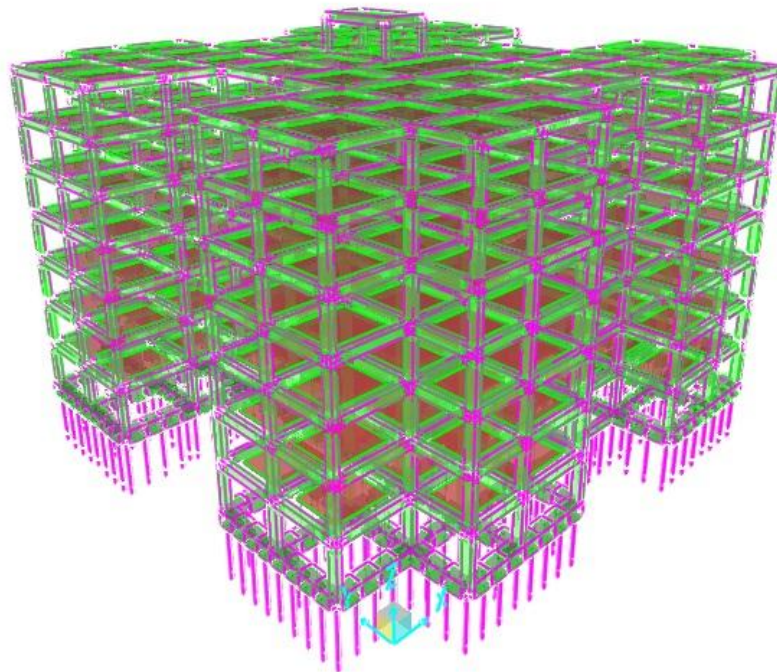


Fig. 5: Modelación del suelo arcilloso a través de bielas

De esta manera se procede a hacer los cálculos, los resultados se muestran en el cuadro resumen siguiente:

Tabla 7: Determinación de la longitud de las bielas

Pórticos	Figura	E (KN/m ²)	A biela (m ²)	Sup. Contacto (m ²)	EA (KN)	C (kN/m ³)	Kz (KN/m)	l (m)
Pórtico X-1	1	10509519.49	0.0079	1.1750	82541.57	19613.3	23045.63	3.58
	2	10509519.49	0.0079	1.1833	82541.57	19613.3	23208.42	3.56
	3	10509519.49	0.0079	1.1833	82541.57	19613.3	23208.42	3.56
	4	10509519.49	0.0079	1.2571	82541.57	19613.3	24655.88	3.35
	5	10509519.49	0.0079	1.1625	82541.57	19613.3	22800.46	3.62
	6	10509519.49	0.0079	1.1625	82541.57	19613.3	22800.46	3.62
	7	10509519.49	0.0079	1.1625	82541.57	19613.3	22800.46	3.62
	8	10509519.49	0.0079	1.1638	82541.57	19613.3	22825.96	3.62

Pisos rígidos

Cada nivel de planta se considera como piso rígido. Es decir son indeformables en su plano, que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos en planta, capaz de transmitir las fuerzas en su plano de manera uniforme a otros elementos estructurales.

Esto implica que los desplazamientos laterales de cualquier punto en los pisos del edificio se pueden expresar en términos de dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical de un punto cualquiera de cada piso. No hay desplazamientos relativos entre puntos del mismo plano o nivel.

Al tener los pisos igual rigidez en sus planos, da lugar a distribuciones regulares de las fuerzas de inercia de los pisos entre los elementos verticales resistentes a sismo, es decir se obtiene la posibilidad que la mayor parte de la estructura participe uniformemente en la disipación de la energía mediante deformaciones inelásticas.

Estados de carga y Combinaciones de carga

Se definieron 4 estados de cargas puros, los cuales son:

ESTADO I: Cargas permanentes “D”

ESTADO II: Sobrecarga “L”

ESTADO III: Sismo Horizontal “EH →”

ESTADO IV: Sismo Vertical “Ev ↓”

El Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado” establece en su artículo 1.3.1. que deberá adoptarse la combinación más desfavorable de efectos correspondientes a las siguientes alternativas:

$$1,20 D \pm 1,00 E + f1 L + f2 S$$

$$0,90 D \pm 1,00 E$$

Siendo:

f1 = 1.00 para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a **5.00 KN/m²** y para playas de estacionamiento.

f1 = 0.50 para otras sobrecargas.

f1 = 0.70 para configuraciones particulares de techos (tales como las de dientes de sierra), que no permiten evacuar la nieve acumulada.

f1 = 0.20 para otras configuraciones de techo.

D: cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanentes sobre la estructura.

E: efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica.

L: sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles.

S: carga debida a la nieve.

Además, establece, los efectos provocados por la acción sísmica (artículo 1.3.2.) se determinan de la manera siguiente:

$$\mathbf{E = EH \pm EV}$$

EH: componente horizontal del efecto sísmico de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 14 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, tomando los valores de ductilidad global especificados en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”**

Ev: componente vertical del efecto sísmico que se obtiene a través de la siguiente fórmula:

$$\mathbf{Ev = 0,20 b D \sqrt{d}}$$

La estructura deberá, además, verificarse con las combinaciones de estados de cargas pertinentes que no incluyan la acción sísmica de acuerdo con lo establecido en el artículo 9.2 del **Reglamento CIRSOC 201 – 2005**. Las combinaciones de estados de carga que no incluyen la acción sísmica son:

$$\mathbf{1,40 D}$$

$$\mathbf{1,20 D + 1,60 L}$$

Se realizaron las siguientes las siguientes hipótesis de combinaciones de estados de cargas:

$$\mathbf{1) 1,40D}$$

$$\mathbf{2) 1,20D + 1,60L}$$

$$\mathbf{3) 1,20D + 0,50L + EH + EV}$$

$$4) 1,20D + 0,50L + EH - EV$$

$$5) 1,20D + 0,50L - EH + EV$$

$$6) 1,20D + 0,50L - EH + EV$$

$$7) 0,90D + EH + EV$$

$$8) 0,90D + EH - EV$$

$$9) 0,90D - EH + EV$$

$$10) 0,90D - EH - EV$$

Estos estados combinados se realizaron para cada una de las direcciones principales del edificio: dirección X-X y dirección Y-Y.

En ambas direcciones principales los estados combinados que resultaron más desfavorables son los siguientes:

Direcciones X-X e Y-Y (sismo izquierda)

$$(1) 1,20D + 0,50L + EV + EH$$

$$(2) 0,90D + EV + EH$$

Direcciones X-X e Y-Y (sismo derecha)

$$(3) 1,20D + 0,50L - EV - EH$$

$$(4) 0,90D - EH + EV$$

Fuerza Sísmica

El efecto del sismo se puede tener en cuenta de diversas opciones en el modelo digital. En este caso se obtienen fuerzas estática equivalente a la acción sísmica (calculada en el capítulo posterior), estas fuerzas puntuales se aplican en las dos direcciones en los centros de masa de cada nivel. En el siguiente cuadro se muestra lo dicho anteriormente:

El efecto del sismo se puede tener en cuenta de diversas opciones en el modelo digital. En este caso se aplican directamente las fuerzas estática equivalente a la acción sísmica (calculada en el capítulo posterior) en el centro de masa de cada piso. En el siguiente cuadro se muestra lo dicho anteriormente:

Tabla 8: Fuerzas Sísmicas

Diafragma	Nivel (Z) (m)	Fuerzas por Diafragma (KN)			Coordenadas del punto de aplicación de la fuerza	
		Fx	Fy	Mz	X (m)	Y (m)
N7	19.8	2629.01	2629.01	0	17.11	16.97
N6	17	2657.68	2657.68	0	17.11	16.95
N5	14.2	2219.96	2219.96	0	17.11	16.96
N4	11.4	1782.22	1782.22	0	17.11	16.96
N3	8.6	1394.47	1394.47	0	17.11	16.98
N2	5.8	906.74	906.74	0	17.11	16.96
N1	3	420.76	420.76	0	16.75	16.67

Mallado

Como mencionamos anteriormente el software utilizado determina a través del método de elementos finitos la respuesta en términos de fuerzas, esfuerzos y deformadas.

La división interna de manera automática de vigas (mallas) se propone de manera que sea compatible con la división de áreas de forma automática de losas (mallas) para así obtener una correcta distribución de las cargas superficiales actuantes en las losas hacia las vigas y, además compatibilidad de deformaciones entre losa viga.

Al mallado se lo considera de la siguiente manera: para las vigas y columnas se genera una división en la mitad del elemento, y para las losas se divide las áreas indicando un tamaño máximo de cada malla de 1m en ambas direcciones.

PORTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGON ARMADO - REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO**Mecanismo de colapso**

Se deberá elegir un mecanismo de colapso global cinemáticamente admisible, de forma que la disipación de energía se produzca por deformaciones inelásticas de flexión en zonas previamente determinadas. En la medida de lo posible deberá evitarse el desarrollo de rótulas plásticas en ambos extremos de columnas de pórticos con más de dos pisos.

Sin embargo, se admitirá que un número limitado de columnas de un mismo piso desarrolle simultáneamente rótulas plásticas en capitel y en base, siempre que un número suficiente de columnas permanezcan elásticas de forma que asegurar que no pueda formarse piso débil.

De acuerdo con principios ampliamente aceptados, con sólo muy pocas excepciones, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, definitivamente deben suprimirse los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre la armadura y el hormigón, e inestabilidad de los elementos. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de límites admisibles.

Se conocen y se han aceptado las innumerables ventajas de un mecanismo tipo “columna fuerte-viga débil” en pórticos de varios pisos. Cuando se provee a las columnas con suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas en todos los niveles ubicados por encima del segundo, como se muestra en la figura A. Cuando las columnas se

detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, puede aceptarse el mecanismo de la figura B. Debe no obstante recalarse, que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de un mismo piso, ya que en este caso las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas, este es el mecanismo de colapso local conocido con el nombre de “piso blando” figura C.

El mecanismo de colapso mostrado en la figura B, aunque puede aceptarse, requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a la sección una capacidad de rotación plástica importante. Más aún, los empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal, deben ubicarse en el centro medio. Se sabe que la capacidad de los empalmes por yuxtaposición se deteriora rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas, a menos que se provea una armadura transversal importante que provea una fuerza de cierre necesaria. Otra razón para evitar ubicar empalmes por yuxtaposición en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, aunque estén adecuadamente detallados, es la contundente reducción de la longitud sobre la cual las barras pueden fluir.

El mecanismo de colapso adoptado para este ejemplo es el ilustrado en la figura A, es decir un mecanismo deseable basado en la flexión como fuente de disipación de energía. En la medida que sea posible es beneficioso elegir este mecanismo ya que como se mencionó anteriormente la disipación de energía se concentra en los extremos de vigas, disminuyendo la probabilidad de rótulas plásticas en columnas por encima del segundo nivel. Este sistema permite una reducción de la armadura transversal en los extremos de las columnas por encima del segundo nivel y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de losa, esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas, además permite que todos los elementos estructurales (vigas) contribuyan a disipar la energía introducida por el terremoto, sin concentraciones puntuales en algunas partes de la construcción.

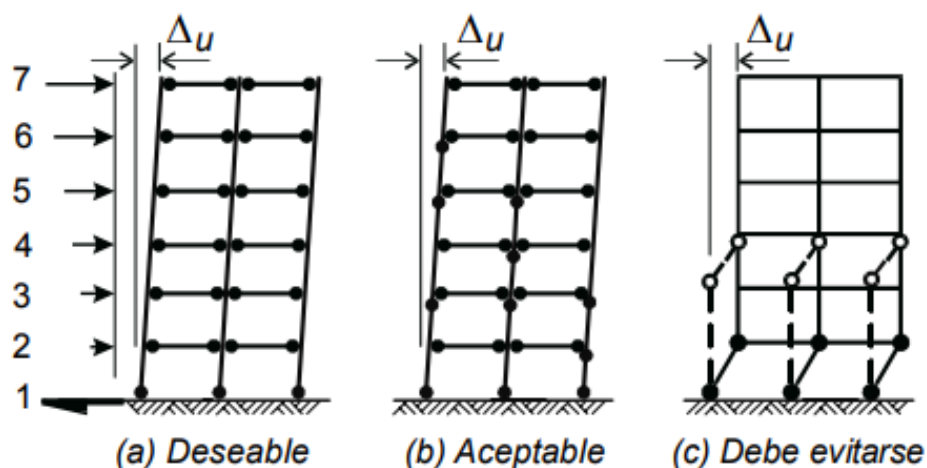
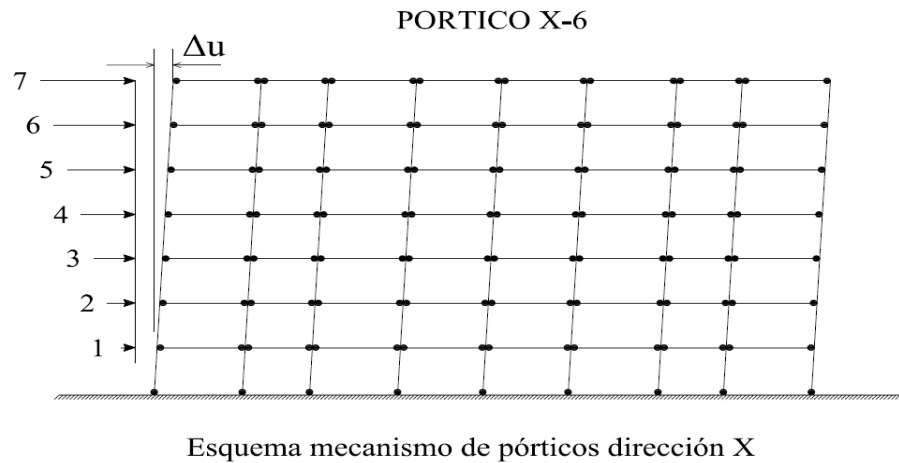
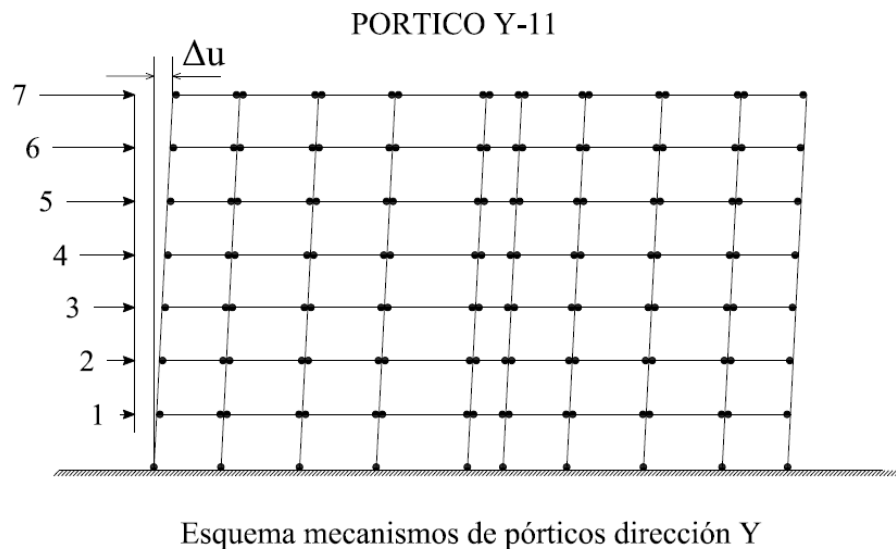


Fig. 6: Tipos de Mecanismos de Colapso

Fig. 7: Mecanismo de Colapso Dirección X**Fig. 8: Mecanismo de Colapso Dirección Y**

Ductilidad global de la estructura

La máxima ductilidad global a adoptar para pórticos sismorresistentes con ductilidad completa (es nuestro caso), no deberá ser mayor a **6** ($\mu \leq 6$). Cuando se permita que un número limitado de columnas de un mismo piso desarrolle simultáneamente rótulas plásticas en base y capitel, la ductilidad global a adoptar para la estructura no deberá ser mayor que **12 veces** la relación entre la capacidad al corte de las columnas elásticas y el corte total de piso a desarrollar, ni mayor que **6**.

En nuestro caso, los valores de ductilidad global μ , para cada una de las direcciones principales de análisis se adoptaron igual a **5**.

Análisis de cargas**Método Estático Equivalente**

FUERZAS POR EL METODO ESTATICO DIRECCIO X		Unidades en KN y m	
DATOS			
hn =	21	$\gamma_r =$	1
		R =	7
Lx =	17		
SUELO TIPO:	Sc		
ZONA SISMICA:	3		
as =	0.25	→	Por ser zona sísmica 3
Ca =	0.29 Na	0.29	Na = 1
Cv =	0.39 Nv	0.468	Nv = 1.2
T2 = Cv / (2.5Ca)	0.6455172		
T1 = 0.2 T2	0.1291034		
T3 =	8		
ESPECTRO DE DISEÑO	Amortiguamiento del 5%		
Sa = Ca (1 + 1,5. T/T1)		para T ≤ T1	
Sa = 2,5 Ca		para T1 < T ≤ T2	
Sa = Cv / T		para T2 < T ≤ T3	
Sa = Cv . T3 / T^2		para T > T3	
Siendo:			
T ≤ Cu Ta			
para as = 0,25			
Cu =	1.45		
y			
Ta = Cr (H)^x			
siendo			
Cr =	0.0466		
x =	0.9		
H =	21		
Ta =	0.722		
T =	1.047		
T1 =	0.646		

T2 =	0.129		
T3 =	8.000		
Sa = Cv / T	0.4472		
Cx = Sa γr / R	0.06388	Vox = Cx W	3901.3296
Cx ≥ 0.8 as Nv / R	0.0342857	VERDADERO	

FUERZA POR EL METODO ESTATICO DIRECION Y

DATOS

hn = 21

Lx = 17

SUELO TIPO: Sc

ZONA SISMICA: 3

as = 0.25 → Por ser zona sísmica 3

Ca = 0.29 Na = 0.29 Na = 1

Cv = 0.39 Nv = 0.468 Nv = 1.2

T2 = Cv / (2.5Ca) 0.645517241

T1 = 0.2 T2 0.129103448

T3 = 8

ESPECTRO DE DISEÑO Amortiguamiento del 5%

Sa = Ca (1 + 1,5. T/T1) para T ≤ T1

Sa = 2,5 Ca para T1 < T ≤ T2

Sa = Cv / T para T2 < T ≤ T3

Sa = Cv . T3 / T^2 para T > T3

Siendo:

T ≤ Cu Ta

para as = 0,25

Cu = 1.45

y

Ta = Cr (H)^x

siendo

Cr = 0.0466

x = 0.9

H = 21

0

Ta =	0.722		
T =	1.047		
T1 =	0.646		
T2 =	0.129		
T3 =	8.000		
Sa = Cv / T	0.447		
Cx = Sa γ_r / R	0.064	Voy = Cy W	3901.3296
Cx \geq 0.8 as Nv / R	0.034285714	VERDADERO	

Tabla 9: Fuerzas Sísmicas Método Estático

NIVEL	Wk [KN]	hk [m]	Direccion X - X			Direccion Y - Y			
			Wk[KN]xhk[m]	Vox [KN]	Fkx [KN]	Vkx[KN]	Voy[KN]	Fky[KN]	Voy[KN]
6	7637.86	21	160395.06	3901.33	862.67	862.67	3901.33	862.67	862.67
5	8992.93	18	161872.74		870.62	1733.29		870.62	1733.29
4	8992.93	15	134893.95		725.52	2458.80		725.52	2458.80
3	8992.93	12	107915.16		580.41	3039.22		580.41	3039.22
2	8992.93	9	80936.37		435.31	3474.53		435.31	3474.53
1	8992.93	6	53957.58		290.21	3764.73		290.21	3764.73
0	8465.83	3	25397.49		136.60	3901.33		136.60	3901.33
	61068.34		725368.35						

Método Dinámico

El análisis dinámico aquí adoptado es el modal espectral, que consiste en un modelo matemático lineal de la estructura para determinar las aceleraciones fuerzas y desplazamientos máximos resultante de la respuesta dinámica al movimiento del suelo representado por el espectro de diseño.

Debido a la doble simetría del edificio que se da en este caso y una baja irregularidad torsional, se admite analizar cada dirección por separados con modelos planos.

Este análisis permite considerar las masas concentradas en los entresijos más las dos mitades de la altura del piso siguiente y anterior.

Del análisis de cargas y rigideces arrojaron información fundamental del edificio como son las masas de los entresijos como sus rigideces en direcciones perpendiculares X-X y Y-Y, el resto del procedimiento, con las propiedades matriciales, operamos internamente para llegar al resultado final de la distribución de las fuerzas sísmicas en cada dirección perpendicular y por piso, en la cual nos servirá para el dimensionado de los distintos elementos sismorresistentes que componen la construcción.

La mayoría de los cálculos estarán expuestos en los anexos al final del correspondiente trabajo, aquí detallaremos, al mínimo, el procedimiento para que no se pierda la esencia del trabajo que es, diseño por capacidad.

Análisis de un sistema de 7 grados de libertad

Análisis en la dirección x:

Matriz de rigidez:

$$\mathbf{K} = \begin{vmatrix}
 \mathbf{PB}+\mathbf{K1} & -\mathbf{K1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 -\mathbf{K1} & \mathbf{K1}+\mathbf{K2} & -\mathbf{K2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & -\mathbf{K2} & \mathbf{K2}+\mathbf{K3} & -\mathbf{K3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & -\mathbf{K3} & \mathbf{K3}+\mathbf{K4} & -\mathbf{K4} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & -\mathbf{K4} & \mathbf{K4}+\mathbf{K5} & -\mathbf{K5} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & -\mathbf{K5} & \mathbf{K5}+\mathbf{K6} & -\mathbf{K6} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\mathbf{K6} & \mathbf{K6} & 0
 \end{vmatrix}$$

Matriz de Masa:

$$\mathbf{M} = \begin{vmatrix}
 \mathbf{PB} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \mathbf{M1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \mathbf{M2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \mathbf{M3} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & \mathbf{M4} & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathbf{M5} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mathbf{M6} & 0
 \end{vmatrix}$$

Ecuación característica de la dinámica estructural X:

$$\left| \mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} \right| = 0$$

Con un breve cambio de variable y exponente la ecuación característica nos queda de la siguiente manera, de orden 7, arrojando siete raíces:

$$\mathbf{AY}^7 + \mathbf{Y}^6 + \mathbf{CY}^5 + \mathbf{DY}^4 + \mathbf{EY}^3 + \mathbf{FY}^2 + \mathbf{GY} + \mathbf{H} = 0$$

Sustituyendo los valores de los coeficientes A, B,..., H, por los verdaderos valores y resolviendo para Y matemáticamente y volviendo a la verdadera variable ω , tenemos los siguientes valores,

ω_1	=	2,57	→	T1	=	2,44	1° MODO
ω_2	=	7,13	→	T2	=	0,88	
ω_3	=	11,35	→	T3	=	0,55	
ω_4	=	15,17	→	T4	=	0,41	
ω_5	=	17,89	→	T5	=	0,35	
ω_6	=	20,49	→	T6	=	0,30	
ω_7	=	23	→	T7	=	0,27	

Matriz de formas modales X:

A continuación vamos a resolver la siguiente expresión:

$$| \quad K \quad - \quad \omega_i^2 \quad M \quad | \quad r \quad = \quad 0$$

K: matriz de rigidez

ω_i : velocidad angular

M: matriz de masa

r: matriz

Tabla 10: Factor de Participación Modos

MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5	MODO 6	MODO 7
r 1-1 = 1	r 1-2 = 1	r 1-3 = 1	r 1-4 = 1	r 1-5 = 1	r 1-6 = 1	r 1-7 = 1
r 2-1 = 2,44	r 2-2 = 2,15	r 2-3 = 1,49	r 2-4 = 0,98	r 2-5 = 0,40	r 2-6 = -0,24	r 2-7 = -0,95
r 3-1 = 3,83	r 3-2 = 2,57	r 3-3 = 0,79	r 3-4 = -0,66	r 3-5 = -1,14	r 3-6 = -0,79	r 3-7 = 0,65
r 4-1 = 5,20	r 4-2 = 1,97	r 4-3 = -1,00	r 4-4 = -1,28	r 4-5 = 0,09	r 4-6 = 1,31	r 4-7 = -0,34
r 5-1 = 6,28	r 5-2 = 0,55	r 5-3 = -1,75	r 5-4 = 0,50	r 5-5 = 1,09	r 5-6 = -1,06	r 5-7 = 0,14
r 6-1 = 7,19	r 6-2 = -1,49	r 6-3 = -0,38	r 6-4 = 1,54	r 6-5 = -1,20	r 6-6 = 0,51	r 6-7 = -0,02
r 7-1 = 7,66	r 7-2 = -2,89	r 7-3 = 1,68	r 7-4 = -1,29	r 7-5 = 0,58	r 7-6 = -0,15	r 7-7 = -0,04

Sustituyendo cada valor de $\omega_1^2, \dots, \omega_7^2$ en la anterior igualdad y resolviendo el sistema de 7 ecuaciones con 7 incógnita, para cada modo, obtendremos los restantes valores,

Coefficientes de participación modal

Tiene la siguiente forma este coeficiente o factor;

$$L_I = \frac{(r_i)^T M I}{(r_i)^T M (r_i)}$$

Dónde:

r_i : vector de modos de vibrar

M: matriz de masa

I: vector columna del tamaño que haga falta

L_i : Porcentaje que está contribuyendo en el modo que esta y analizando en la repuesta total de la estructura

Tabla 11: Modos de Vibración del Edificio Dirección X

1° MODO	L1	0,17071362
2° MODO	L2	0,16465874
3° MODO	L3	0,15265875
4° MODO	L4	0,11525305
5° MODO	L5	0,12428198
6° MODO	L6	0,10858358
7° MODO	L7	0,15116612

Análisis en la dirección y:

Matriz de rigidez:

$$\mathbf{K} = \begin{vmatrix}
 \mathbf{PB+K1} & \mathbf{-K1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{-K1} & \mathbf{K1+K2} & \mathbf{-K2} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{-K2} & \mathbf{K2+K3} & \mathbf{-K3} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{-K3} & \mathbf{K3+K4} & \mathbf{-K4} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{-K4} & \mathbf{K4+K5} & \mathbf{-K5} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{-K5} & \mathbf{K5+K6} & \mathbf{-K6} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{-K6} & \mathbf{K6} & \mathbf{0}
 \end{vmatrix}$$

Matriz de Masa:

$$\mathbf{M} = \begin{vmatrix}
 \mathbf{PB} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{M1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M2} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M3} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M4} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M5} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\
 \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{M6} & \mathbf{0}
 \end{vmatrix}$$

Ecuación característica de la dinámica estructural Y:

$$\left| \begin{matrix} \mathbf{K} & - & \omega^2 & \mathbf{M} \end{matrix} \right| = \mathbf{0}$$

Con un breve cambio de variable y exponente la ecuación característica nos queda de la siguiente manera, de orden 7, arrojando siete raíces:

$$\mathbf{AY}^7 + \mathbf{Y}^6 + \mathbf{CY}^5 + \mathbf{DY}^4 + \mathbf{EY}^3 + \mathbf{FY}^2 + \mathbf{GY} + \mathbf{H} = \mathbf{0}$$

Sustituyendo los valores de los coeficientes A, B,..., H, por los verdaderos valores y resolviendo para Y matemáticamente y volviendo a la verdadera variable ω , tenemos los siguientes valores:

ω_1	=	2,14	→	T1	=	2,92	1° MODO
ω_2	=	6,08	→	T2	=	1,03	
ω_3	=	9,73	→	T3	=	0,64	
ω_4	=	13,06	→	T4	=	0,48	
ω_5	=	15,42	→	T5	=	0,40	
ω_6	=	17,49	→	T6	=	0,35	
ω_7	=	19,15	→	T7	=	0,32	

Matriz de formas modales Y

A continuación vamos a resolver la siguiente expresión:

$$\left| \begin{array}{ccc} K & - & \omega_i^2 M \end{array} \right| r = 0$$

K: matriz de rigidez

ω_i : velocidad angular

M: matriz de masa

r: matriz

Tabla 12: Factor de Participación Modal Y

MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4	MODO 5	MODO 6	MODO 7
r 1-1 = 1	r 1-2 = 1	r 1-3 = 1	r 1-4 = 1	r 1-5 = 1	r 1-6 = 1	r 1-7 = 1
r 2-1 = 2,19	r 2-2 = 1,89	r 2-3 = 1,34	r 2-4 = 0,63	r 2-5 = 0,003	r 2-6 = -0,63	r 2-7 = -1,22
r 3-1 = 3,30	r 3-2 = 2,08	r 3-3 = -0,40	r 3-4 = -0,83	r 3-5 = -1,01	r 3-6 = -0,32	r 3-7 = 1,04
r 4-1 = 4,07	r 4-2 = 1,28	r 4-3 = -1,06	r 4-4 = -0,79	r 4-5 = 0,60	r 4-6 = 1,12	r 4-7 = -0,79
r 5-1 = 4,64	r 5-2 = -0,03	r 5-3 = -1,43	r 5-4 = 0,72	r 5-5 = 0,65	r 5-6 = -1,18	r 5-7 = 0,54
r 6-1 = 5,03	r 6-2 = -1,55	r 6-3 = -0,13	r 6-4 = 0,92	r 6-5 = -1,27	r 6-6 = 0,74	r 6-7 = -0,45
r 7-1 = 5,13	r 7-2 = -2,40	r 7-3 = 1,42	r 7-4 = -1,01	r 7-5 = 0,80	r 7-6 = -0,29	r 7-7 = 0,74

Sustituyendo cada valor de $\omega_1^2, \dots, \omega_7^2$ en la anterior igualdad y resolviendo el sistema de 7 ecuaciones con 7 incógnita, para cada modo, obtendremos los restantes valores,

Coefficientes de participación modal

Tiene la siguiente forma este coeficiente o factor:

$$L_I = \frac{(r_i)^T M I}{(r_i)^T M (r_i)}$$

Donde:

ri: vector de modos de vibrar

M: matriz de masa

I: vector columna del tamaño que haga falta

Li: Porcentaje que está contribuyendo en el modo que esta y analizando en la repuesta total de la estructura

Tabla 13: Modos de Vibración del Edificio Dirección Y

1° MODO	L1	0,0,23934696
2° MODO	L2	0,0,144514932
3° MODO	L3	0,163795816
4° MODO	L4	0,149212886
5° MODO	L5	0,0,120376139
6° MODO	L6	0,086804503
7° MODO	L7	0,140163357

Matriz de participación modal dirección X:

$$L = \begin{pmatrix} 0,1707136 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0,1646587 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0,1526588 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0,115253 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0,124282 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,108584 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0,151166 \end{pmatrix}$$

Matriz de coeficientes de formas:

$$R = \begin{pmatrix} 1,0000 & 1,0000 & 1,0000 & 1,0000 & 1,0000 & 1,0000 & 1,0000 \\ 2,4462 & 2,1575 & 1,6492 & 0,9883 & 0,4035 & -0,2463 & -0,9574 \\ 3,8368 & 2,5714 & 0,7919 & -0,6661 & -1,1499 & -0,7995 & 0,6551 \\ 5,2010 & 1,9715 & -1,0094 & -1,2850 & 0,0951 & 1,3116 & -0,3473 \\ 6,2892 & 0,5534 & -1,7510 & 0,5095 & 1,0929 & -1,0671 & 0,1481 \\ 7,1958 & -1,4914 & -0,3817 & 1,5463 & -1,2094 & 0,5152 & -0,0298 \\ 7,6627 & -2,8986 & 1,6807 & -1,2973 & 0,5831 & -0,1594 & -0,0498 \end{pmatrix}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0,1707 & 0,1647 & 0,1527 & 0,1153 & 0,1243 & 0,1086 & 0,1512 \\ 0,4176 & 0,3553 & 0,2518 & 0,1139 & 0,0502 & -0,0267 & -0,1447 \\ 0,6550 & 0,4234 & 0,1209 & -0,0768 & -0,1429 & -0,0868 & 0,0990 \\ 0,8879 & 0,3246 & -0,1541 & -0,1481 & 0,0118 & 0,1424 & -0,0525 \\ 1,0737 & 0,0911 & -0,2673 & 0,0587 & 0,1358 & -0,1159 & 0,0224 \\ 1,2284 & -0,2456 & -0,0584 & 0,1782 & -0,1503 & 0,0559 & -0,0045 \end{pmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 1.3081 & -0.4773 & 0.2566 & -0.1495 & 0.0725 & -0.0173 & -0.0075 \end{bmatrix}$$

Matriz de aceleraciones máximas:

$$\ddot{X} = A \cdot x \cdot S_a$$

$$S_a = \begin{bmatrix} 0.2311 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.6407 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.8 \end{bmatrix}$$

$$\ddot{X} = \begin{bmatrix} 0.0394 & 0.1054 & 0.1223 & 0.09872 & 0.09888 & 0.08584 & 0.1204 \\ 0.09646 & 0.2275 & 0.2016 & 0.0976 & 0.03992 & 0.02112 & -0.1152 \\ 0.1512 & 0.2712 & 0.09688 & 0.06576 & 0.11368 & 0.06864 & 0.07888 \\ 0.205 & 0.2079 & -0.1234 & 0.12688 & 0.00944 & 0.11264 & 0.04208 \\ 0.248 & 0.05833 & -0.2141 & 0.05032 & 0.10808 & -0.0916 & 0.01784 \\ 0.2837 & -0.1573 & -0.0468 & 0.15272 & -0.1196 & 0.04424 & -0.0036 \\ 0.3021 & -0.3056 & 0.2055 & 0.12808 & 0.05768 & 0.01368 & -0.006 \end{bmatrix}$$

Fuerzas Sísmicas Máximas:

$$F = M \cdot x \cdot \ddot{X}$$

$$F = \begin{bmatrix} 0.3338 & 0.8926 & 1.0355 & 0.8357 & 0.8371 & 0.7267 & 1.0119 \\ 0.8675 & 2.0463 & 1.8136 & 0.8777 & 0.3590 & -0.1899 & -1.0359 \\ 1.3604 & 2.4389 & 0.8712 & -0.5913 & -1.0223 & -0.6173 & 0.7093 \\ 1.8442 & 1.8699 & -1.1100 & -1.1410 & 0.0849 & 1.0130 & -0.3784 \\ 2.2302 & 0.5245 & -1.9259 & 0.4525 & 0.9719 & -0.8237 & 0.1604 \\ 2.5516 & -1.4145 & -0.4208 & 1.3733 & -1.0755 & 0.3978 & -0.0323 \\ 2.3077 & -2.3348 & 1.5697 & -0.9782 & 0.4405 & -0.1045 & -0.0458 \end{bmatrix}$$

$$F (tn) = \begin{vmatrix} 2.465814 \\ 5.118802 \\ 5.418386 \\ 5.304139 \\ 5.405775 \\ 5.945315 \\ 7.202347 \end{vmatrix}$$

Según el artículo 7.2.4. Cirsoc 103, PI 2013, como para la superposición de modos esta separa una de otra por más del 10%, para obtener el efecto total en una dirección de análisis, debemos aplicar la superposición cuadrática simple (**SSRS**: raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos modales).

Estas son las fuerzas en la dirección X, por piso en toneladas.

Matriz de participación modal dirección Y:

$$L = \begin{vmatrix} 0.2393 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.1445 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.1638 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.1492 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.1204 & 0.0000 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0868 & 0.0000 \\ 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.0000 & 0.1402 \end{vmatrix}$$

Matriz de coeficientes de formas:

$$A = R \times L$$

$$R = \begin{vmatrix} 1.0000 & 1.0000 & 1.0000 & 1.0000 & 1.0000 & 1.0000 & 1.0000 \\ 2.1957 & 1.8912 & 1.3485 & 0.6363 & 0.0034 & -0.6345 & -1.2076 \\ 3.3070 & 2.0862 & 0.4070 & -0.8328 & -1.0164 & -0.3269 & 1.0411 \\ 4.0789 & 1.2880 & -1.0624 & -0.7990 & 0.6074 & 1.1237 & -0.7903 \\ 4.6454 & -0.0315 & -1.4310 & 0.7248 & 0.6512 & -1.1829 & 0.5477 \\ 5.0338 & -1.5572 & -0.1302 & 0.9258 & -1.2754 & 0.7418 & -0.4546 \\ 5.1306 & -2.4004 & 1.4277 & -1.0132 & 0.8049 & -0.2959 & 0.7487 \end{vmatrix}$$

$$\begin{vmatrix} 0.2394 & 0.1445 & -0.2597 & 0.1496 & 0.1496 & 0.0868 & 0.1402 \end{vmatrix}$$

$$A = \begin{pmatrix} 0.5256 & 0.2732 & -0.3502 & 0.09519 & 0.000508 & -0.05507 & -0.1693 \\ 0.7916 & 0.3014 & -0.1056 & -0.1245 & -0.15205 & -0.02837 & 0.14596 \\ 0.9764 & 0.1861 & 0.2759 & -0.1195 & 0.0908 & 0.09753 & -0.1108 \\ 1.1121 & -0.00455 & 0.3716 & 0.1084 & 0.0974 & -0.1026 & 0.07678 \\ - & - & - & - & - & - & - \\ 1.205 & -0.225 & 0.03381 & 0.1384 & 0.190799 & 0.064388 & -0.06373 \\ 1.2282 & -0.3468 & -0.37077 & -0.1515 & 0.12041 & -0.02568 & 0.10496 \end{pmatrix}$$

Matriz de aceleraciones máximas:

$$\ddot{X} = A \times S_a$$

$$S_a = \begin{pmatrix} 0.192677 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.546303 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0.8 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0.8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0.8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0.8 \end{pmatrix}$$

$$\ddot{X} = \begin{pmatrix} 0.0461 & 0.0789 & -0.2077 & 0.1196 & 0.1196 & 0.06944 & 0.11216 \\ 0.1012 & 0.1492 & -0.2801 & 0.0761 & 0.0004 & -0.04408 & -0.13544 \\ 0.1525 & 0.1646 & -0.0844 & -0.0996 & -0.1216 & -0.02272 & 0.1168 \\ 0.1881 & 0.10166 & 0.2207 & -0.0956 & 0.07264 & 0.078 & -0.08864 \\ - & - & - & - & - & - & - \\ 0.2143 & 0.002512 & 0.2972 & 0.08672 & -0.1526 & -0.082 & 0.06144 \\ 0.2322 & -0.1229 & 0.02704 & 0.1107 & -0.1526 & 0.05152 & -0.05096 \\ 0.2366 & -0.1894 & -0.2966 & -0.1212 & 0.0963 & -0.02056 & 0.084 \end{pmatrix}$$

Fuerzas Sísmicas Máximas:

$$F = M \times \ddot{X}$$

$$F = \begin{pmatrix} 0.3905 & 0.7099 & -1.8683 & 1.0762 & 1.0762 & 0.6244 & 0.8566 \\ 0.8574 & 1.3421 & -2.5194 & 0.6848 & 0.00359 & -0.3964 & -1.0344 \\ 1.2913 & 1.4807 & -0.7597 & -0.8956 & -1.0942 & -0.2043 & 0.89209 \\ 1.5928 & 0.9142 & 1.9849 & -0.8597 & 0.6532 & 0.7014 & -0.67701 \\ 1.8142 & -0.02259 & 2.6734 & 0.7798 & -1.3726 & -0.7381 & 0.46926 \\ 1.9657 & -1.1053 & 0.2431 & 0.9956 & -1.3726 & 0.4633 & -0.38922 \\ 2.003 & -1.7037 & -2.6676 & -1.0899 & 0.8661 & -0.18489 & 0.6415 \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{F} \text{ (tn)} = \begin{vmatrix} 3.793522 \\ 5.289912 \\ 3.637004 \\ 4.71433 \\ 6.848007 \\ 4.193076 \\ 8.207205 \end{vmatrix}$$

CAPÍTULO 5: DISEÑO POR CAPACIDAD

DISEÑO DE VIGAS

Limitaciones dimensionales

Es importante que se establezca alguna relación entre la altura, ancho y luz libre de los elementos, particularmente si se espera que el elemento exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el elemento es demasiado esbelto puede ocurrir pandeo lateral del borde comprimido. Si el elemento es demasiado robusto (poco esbelto), puede ser difícil de controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los efectos del corte.

Para secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas, deberá cumplirse:

$$bw \geq Ln/25$$

$$hb \leq 100 bw^2/Ln$$

Planta Baja a Nivel 4°

$$bw = 300\text{mm}$$

$$hb = 500\text{mm}$$

$$Ln = (4500 - 500)\text{mm} = 4000\text{mm} \text{ (longitud libre más desfavorable de un elemento)}$$

$$\frac{Ln}{bw} = \frac{4000\text{mm}}{300\text{mm}} = 13,33 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{Ln hb}{bw^2} = \frac{(4000 \times 500)\text{mm}}{300^2 \text{mm}^2} = 22,22 < 100 \quad \text{verifica}$$

Niveles 5° a 6°

$$bw = 300\text{mm}$$

$$hb = 450\text{mm}$$

$$Ln = (4500 - 400)\text{mm} = 4100\text{mm} \text{ (longitud libre más desfavorable de un elemento)}$$

$$\frac{Ln}{bw} = \frac{4100\text{mm}}{300\text{mm}} = 13,67 < 25 \quad \text{verifica}$$

$$\frac{Ln hb}{bw^2} = \frac{(4100 \times 450)\text{mm}}{300^2 \text{mm}^2} = 20,50 < 100 \quad \text{verifica}$$

Por otra parte, para todas las vigas de los diferentes niveles se verifica que:

$$bw > 200\text{mm} \quad \text{verifica}$$

Momentos de diseño

Los momentos de diseño en vigas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, se obtendrán a partir de las combinaciones de estados de cargas establecidas en el artículo 1.3 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado” afectados del correspondiente factor de reducción de resistencia dado en el artículo 1.6 del mismo reglamento.

En un diseño sismorresistentes tradicional, la demanda de momentos en todos los elementos, viene dada por la combinación entre las cargas gravitatorias mayoradas y la acción sísmica.

Cuando se utiliza el diseño por capacidad en cambio, es necesario distinguir entre aquéllos elementos o zonas dentro de un elemento, que se quiere sean fuente de disipación de energía por deformaciones inelásticas, y aquellos que deben permanecer elásticos. En el primer caso, la demanda de momentos viene dada por la combinación de los estados de carga establecidos en el artículo 1.3 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”. En el segundo caso, la demanda se obtiene a partir de los momentos que les transmiten las rótulas plásticas ubicadas en los elementos adyacentes, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional, teniendo en cuenta todas las fuentes posible de sobrerresistencia. En el caso vigas, estas fuentes se limitan al endurecimiento del acero y a las posibles variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión real de fluencia. En columnas, además de estos factores, deberá considerarse el aumento de resistencia del hormigón provisto por la armadura transversal.

El propósito de la redistribución de momentos en vigas de pórticos dúctiles de hormigón armado, es lograr un diseño eficiente adoptando las medidas siguientes:

1. Reducir al máximo el momento absoluto, usualmente en la zona de momento negativo de la viga y compensarlo incrementando los momentos, usualmente positivos, en las secciones no críticas. Esto hace posible una mejor distribución de la resistencia a lo largo de la viga. Cuando sea posible, la redistribución debe hacerse de forma tal que los momentos de diseños negativos y positivos en las secciones críticas tiendan a la igualdad. Esto conducirá a una disposición simple y a menudo simétrica de las armaduras longitudinales de flexión en estas secciones.
2. Igualar los requerimientos de momentos críticos para las secciones de vigas ubicadas en las caras opuestas de columnas interiores, resultantes de la reversión de la dirección de las fuerzas sísmicas. Esto permitirá no terminar ni anclar las armaduras longitudinales en un nudo interno.
3. Utilizar la capacidad mínima de momento requerido por el Reglamento, cuando ésta exceda las demandas derivadas de un análisis elástico.
4. Reducir las demandas de momentos en las columnas críticas, particularmente aquellas sujetas a pequeñas compresiones o tracciones axiales. A veces esto es necesario para evitar el uso de armadura flexional excesiva en la columna.

En vigas que provean la ductilidad requerida, podrá realizarse una distribución de momentos siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

1. La reducción del momento en cualquier tramo de una viga continua no deberá exceder el **30%** del valor absoluto del máximo momento derivado de un análisis elástico para cualquiera de las combinaciones de carga establecidas en el artículo 1.3 del

Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”

2. Los momentos positivos en el tramo de vigas para cualquiera de las combinaciones de estados de carga establecidos en el artículo 1.3 del Reglamento mencionado últimamente, deberán modificarse cuando se modifiquen los momentos negativos o positivos en el apoyo de manera que se satisfaga los requerimientos de equilibrio.

La redistribución de momentos de flexión está asociada con la formación de dos rótulas plásticas en cada viga.

El procedimiento de redistribución de momentos de flexión que se desarrolla a continuación, está basado en la igualdad de los momentos superiores e inferiores a caras de columnas. El mismo se resume en planillas que corresponden a un nivel determinado de la estructura, para un estado de carga puntual.

Cada planilla de “**Redistribución de momentos de flexión de vigas**” se identifica con la letra **R**, el número que sigue indica el nivel a que pertenecen las vigas y el próximo, al estado de cargas considerado. Por ejemplo, **R1.1** corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X_n ó Y_n) y al estado de cargas 1.

El procedimiento a emplear se detallará en general para las vigas del **nivel 1, pórtico X5**, y en particular para la **V21** de ese nivel. El mismo procedimiento se utiliza para las vigas de los niveles 3 y 6, correspondiente a los pórticos X5 e Y11 que deben consultarse en anexo.

Las notas (a, i) que a continuación se detallan indican los pasos necesarios para la realización de la distribución de momentos.

- a) Se muestra para cada viga los valores de los momentos de flexión referidos a los apoyos **A** y **B**, correspondientes al estado considerado de cargas gravitatorias mayoradas (**$1.2D+0.5L+Ev$**)
- b) Se indica para cada viga en ambos apoyos los valores de los momentos de flexión correspondientes al estado de cargas sísmicas (**$EH \rightarrow$**). En esta fila se muestra además, la suma de los momentos sísmicos (valores últimos) en la columna final de cada planilla. Para pórticos regulares donde los puntos de inflexión en las columnas para un piso en particular se encuentran aproximadamente a la misma altura, la suma de los momentos extremos de vigas son proporcionales al esfuerzo de corte de piso.
- c) Se muestra para cada viga los valores de los momentos de flexión referidos a los apoyos **A** y **B**, correspondiente al estado combinado de cargas gravitatorias mayoradas y sísmicas, obtenidos del análisis elástico.
- d) Se indica la mayor disminución permitida del valor máximo absoluto de los momentos de flexión correspondientes a cada viga. La redistribución de momentos, será tal que no se reduzca más del 30% del máximo momento de flexión de la viga considerada, para cualquier estado de carga. Los valores límites son:

(Viga 1) \rightarrow 30% 231.2 = 69.4 KNm

(Viga 2) \rightarrow 30% 275.1 = 82.5 KNm

(Viga 3) \rightarrow 30% 268.7 = 80.6 KNm

(Viga 4) \rightarrow 30% 180.7 = 54.2 KNm

(Viga 5) \rightarrow 30% 299.6 = 89.9 KNm

(Viga 6) \rightarrow 30% 252.9 = 75.9 KNm

(Viga 7) \rightarrow 30% 247.2 = 74.1 KNm

(Viga 8) → 30% 150.7 = 45.2 KNm

- e) Se muestra para ambos extremos de la viga, los valores de los momentos de flexión referidos a las caras de las columnas correspondientes. Estos, se pueden obtener gráficamente o mediante cálculos analíticos utilizando los valores de los momentos a ejes de columnas. Es evidente que los valores obtenidos mediante cualquier procedimiento gráfico, más allá de sus aproximaciones, debe arrojar valores similares a los resultantes del procedimiento analítico. En este caso los valores de momentos de flexión referidos a las caras de las columnas se obtienen del software de cálculo.

Es necesaria la determinación de los momentos a las caras de las columnas ya que allí es donde se ha supuesto, en el mecanismo de colapso adoptado, se producirán las rótulas plásticas.

- f) Se indica para cada viga la igualdad de los momentos $M^{(-)}$ y $M^{(+)}$ a las caras de las columnas, obtenidos mediante:

$$\text{Valor promedio V1: } \frac{209.0+189.7}{2} = 199.4 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V2: } \frac{214.0+233.9}{2} = 224.0 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V3: } \frac{137.6+222.7}{2} = 180.2 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V4: } \frac{77.6+144.4}{2} = 111.0 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V5: } \frac{186.3+251.3}{2} = 218.8 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V6: } \frac{124.2+208.6}{2} = 166.4 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V7: } \frac{135.2+201.6}{2} = 168.4 \text{ KNm}$$

$$\text{Valor promedio V8: } \frac{58.2+127.4}{2} = 92.8 \text{ KNm}$$

- g) Puede observarse que los valores promedios de los momentos a las caras de las columnas son distintos para cada viga debido a las diferencias de luces y anchos de las columnas. Como el objetivo de la redistribución es igualar los valores de los momentos de flexión a las caras de las columnas, de manera que la cantidad y disposición de armaduras longitudinales se aproxime al óptimo, se procede a sumar los valores promedios de cada viga y se los divide en el número de vanos correspondientes, es decir:

$$\frac{1}{8} (199.4 + 224.0 + 180.2 + 111.0 + 218.8 + 166.4 + 168.4 + 92.8) \\ = 170.1 \text{ KNm}$$

- h) Para obtener los momentos resultantes a ejes de columnas, la diferencia del valor promedio obtenido (**170.1 KNm**) con los correspondientes valores de la línea 5 para cada apoyo, debe sumarse y restarse a los valores de la línea 3, es decir, para la **V1** resulta:

$$\text{Diferencia: } (| 170.1 - 209.0 |) \text{ KNm} = 38.9 \text{ KNm}$$

$$\text{Diferencia: } (| 170.1 - 189.7 |) \text{ KNm} = 19.6 \text{ KNm}$$

Momentos a ejes:

$$(231.2 + 38.9) \text{ KNm} = 270.1 \text{ KNm}$$

$$(223.4 - 19.6) \text{ KNm} = 203.8 \text{ KNm}$$

- i) Se indican los valores correspondientes a la reducción de momentos realizada, los que no deben superar los obtenidos para cada viga en la línea 4.
La verificación se efectúa restando el máximo valor para cada viga de la línea 8, con el máximo de la línea 3, para el caso de la **V1** resulta:

$$(270.1 - 231.2) \text{ KNm} = 38.9 \text{ KNm} < 69.4 \text{ KNm}$$

Tabla 14 (R1.1): Redistribución de Momentos (vigas nivel 1- Pórtico X-5)

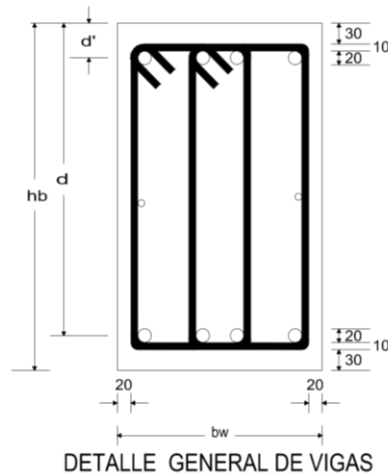
LINEA	ITEM	NOTA	COLUMNAS																								ΣM/6	ΣM	
			25	VIGA 1		26	VIGA 2		27	VIGA 3		28	VIGA 4		29	VIGA 5		30	VIGA 6		31	VIGA 7		32	VIGA 8				33
				A	B		A	B		A	B		A	B		A	B		A	B		A	B		A	B			
1	1.2D+0.5L+Ev	a		-10.2	-42.3		-6.2	-37.8		-51.2	-52.1		-78.6	-25.3		-25.3	-78.0		-51.7	-61.5		-34.3	-43.4		-73.0	13.4			
2	Eh →	b		241.3	-181.1		260.6	-237.3		210.1	-216.6		162.6	-155.4		238.4	-221.5		192.0	-191.3		195.8	-203.8		138.8	-164.1			3210.9
3	1.2D+0.5L+Ev+Eh	c		231.2	223.4		254.4	275.1		159.0	268.7		84.0	180.7		213.2	299.6		140.4	252.9		161.5	247.2		65.8	150.7			3207.5
4	Máx. Redistribución	d		69.4			82.5			80.6			54.2			89.9			75.9			74.1			45.2				
5	Momentos a caras de columnas	e		209.0	189.7		214.0	233.9		137.6	222.7		77.6	144.4		186.3	251.3		124.2	208.6		135.2	201.6		58.2	127.4			
6	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas, por viga	f		199.4	199.4		224.0	224.0		180.2	180.2		111.0	111.0		218.8	218.8		166.4	166.4		168.4	168.4		92.8	92.8		170.1	
7	Igualdad de M(-) y M(+) a caras de columnas para todas las vigas	g		170.1	170.1		170.1	170.1		170.1	170.1		170.1	170.1		170.1	170.1		170.1	170.1		170.1	170.1		170.1	170.1			
8	Momentos resultantes a ejes de columnas	h		270.1	203.7		298.3	211.3		191.5	216.1		176.5	154.9		229.4	218.4		186.3	214.4		196.4	215.6		177.7	108.0			3268.5
9	Reducción de momentos a ejes de columnas	i		38.88			-23.18			52.60			4.23			70.20			38.50			31.52			42.74				

Diseño flexional de vigas

El mínimo recubrimiento de los estribos es de **20mm**. Asumiendo que el diámetro de los estribos que se emplearán es de **10mm**, el recubrimiento mínimo de la armadura longitudinal será:

$$(20 + 10) \text{ mm} = 30\text{mm} \rightarrow \text{se adopta } 40\text{mm}$$

Admitiendo una configuración de las armaduras longitudinales superior e inferior de las vigas, y considerando que el diámetro máximo a emplear es de **20m**, la distancia **d** del baricentro de la armadura inferior de tracción a la fibra extrema de compresión del hormigón resulta:



Valores adoptados:

Materiales:

Hormigón: H 25 ($f_c = 25 \text{ MPa}$)

Acero: ADN 420 ($f_y = f_{yt} = 420 \text{ MPa}$)

Recubrimientos:

Recubrimiento armaduras superior e inferior : 40mm

Recubrimiento armaduras laterales: 20mm

Distancia d' :

$$d' = (30+10+20/2)\text{mm} = 50\text{mm}$$

fig. 9: Valores adoptados para el diseño flexional de vigas

$$d = 500 - 40 - 20/2 = 450\text{mm}$$

La distancia d' de la fibra extrema de compresión del hormigón al baricentro de la armadura longitudinal superior de las vigas, considerando el espesor de recubrimiento mínimo de las armaduras longitudinales de las losas, se obtiene:

$$d' = 40 + 20/2 = 50\text{mm}$$

La separación mínima entre las barras longitudinales superiores e inferiores de las vigas debe ser mayor que 25mm o d_b (diámetro de las barras longitudinales).

La capacidad de momento ϕM_n de la sección de la viga en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, puede calcularse en forma simplificada del siguiente modo:

$$\Phi M_n = \phi A_s f_y (d-d')$$

Donde:

$\Phi = 0.9$ (factor de reducción de resistencia)

$f_y = 420\text{MPa}$ (tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal)

$A_s =$ armadura longitudinal inferior en vigas mm^2

Las planillas referidas a la determinación de la capacidad flexional real de vigas a caras de columnas, muestran los momentos $M_c^{(+)}$; $M_c^{(-)}$ provenientes de la redistribución, las

secciones necesarias de armaduras longitudinales A_s ; A_s' , su integración, las capacidades flexionales de diseño $\phi M_n^{(+)}$; $\phi M_n^{(-)}$ y las capacidades flexionales nominales o reales $M_n^{(+)}$; $M_n^{(-)}$, de las vigas correspondientes a los niveles 1, 3 y 6 de los pórticos X5 e Y11.

Cada planilla se identifica con la letra c, el número que se indica el nivel al que pertenecen las vigas y el siguiente, el estado de carga considerado. Por ejemplo, C1.1 corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X6 ó Y11) y al estado de cargas 1

Para la viga V21 del pórtico X5 (planilla C1.1) resulta:

Armadura inferior:

$$A_s = \frac{170.1 \text{ KNm}}{0.9 \times 420 \text{ MPa} \times (450 - 50) \text{ mm}} \times 100^3$$

$$A_s = 1125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Integración: } (2d_b \ 20 + 3d_b \ 16) \rightarrow A_s \text{ real} = 1231 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto:

$$\phi M_n^{(+)} = \frac{0.9 \times 1231 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times (450 - 50) \text{ mm}}{100^3}$$

$$\phi M_n^{(+)} = 186.1 \text{ KNm}$$

Armadura superior:

$$A_s = \frac{170.1 \text{ KNm}}{0.9 \times 420 \text{ MPa} \times (450 - 50) \text{ mm}} \times 100^3$$

$$A_s = 1125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Integración: } (2d_b \ 20 + 3d_b \ 16) \rightarrow A_s \text{ real} = 1231 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto:

$$\phi M_n^{(+)} = \frac{0.9 \times 1231 \text{ mm}^2 \times 420 \text{ MPa} \times (450 - 50) \text{ mm}}{100^3}$$

$$\phi M_n^{(+)} = 186.1 \text{ KNm}$$

VIGA	Momentos Redistribuidos a caras de columnas (KNm)		Dimensiones (mm)			Factor de Reducción ϕ	Tensión de Fluencia (MPa) f_y	Sección necesaria de Armadura (mm ²)		Integración de Armaduras				Sección real de Armaduras (mm ²)		Capacidad Flexional de diseño a caras de columnas (KNm)		Capacidad Flexional real a caras de columnas (KNm)	
	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$	d	d'	d-d'			Arriba	Abajo	Arriba		Abajo		Arriba	Abajo	$\phi M_n^{(+)}$	$\phi M_n^{(-)}$	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$
										nº	db	nº	db						
21	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
22	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
23	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
24	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
25	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
26	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
27	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8
28	170.1	170.1	450	50	400	0.9	420	1125	1125	2	20	3	16	1231	1231	186.1	186.1	206.8	206.8

Tabla 15 (C1.1): CAPACIDAD FLEXIONAL REAL DE VIGAS ($M_n^{(+)}$, $M_n^{(-)}$) A CARAS DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 – Pórtico X5) Estado de Carga: 1,20D + 0,50L +EH + Ev

Las capacidades flexionales nominales o reales a las caras de las columnas resultan:

$$M_n^{(+)} = \frac{186.1 \text{ KNm}}{0.9} = 206.8 \text{ KNm}$$

$$M_n^{(-)} = \frac{186.1 \text{ KNm}}{0.9} = 206.8 \text{ KNm}$$

Cuantía mínima en la zona de formación potencial de rótulas plásticas

En cualquier sección de la viga la cuantía de la armadura longitudinal traccionada ρ mín, calculada usando el ancho del alma b_w , no será menor que:

$$\rho \text{ mín} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y}$$

Donde:

$$f'c = 25\text{MPa}$$

$$f_y = 420\text{MPa}$$

$$\rho \text{ mín} = \frac{\sqrt{25\text{MPa}}}{4 \times 420\text{MPa}}$$

$$\rho \text{ mín} = 0.0030$$

En cualquier sección de una viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas la cuantía de la armadura traccionada no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\rho \text{ máx.} = \frac{f'c + 10}{6 f_y}$$

$$\rho \text{ máx.} = \frac{25\text{MPa} + 10}{6 \times 420\text{MPa}}$$

$$\rho \text{ máx.} = 0.0139$$

Por otro lado, el otro límite es $\rho \text{ máx.} = 0.025$

Para las vigas del nivel 1, del pórtico X6, la cuantía ρ resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d}$$

$$\rho = \frac{1231 \text{ mm}^2}{(300 \times 450)\text{mm}}$$

$$\rho = 0.00912$$

Puede observarse, que la cuantía ρ verifica ambos límites, es decir:

$$\rho \text{ mín.} = 0.0030 < \rho = 0.00912 < \rho \text{ máx.} = 0.0139$$

Sobrerresistencia flexional de vigas

Los principios del diseño por capacidad para estructuras dúctiles requiere determinar con precisión la diferencia existente entre la tensión de fluencia del acero especificada y la real, como así también el aumento de la resistencia, provocada por el proceso de endurecimiento del acero para elevadas demandas inelásticas de la estructura.

El factor de sobrerresistencia de una viga ϕ_b^0 , pertinente a un extremo de una columna, es la relación entre la suma de las capacidades de las vigas que concurren a un nudo, cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional, considerando la armadura realmente provista, y la suma de los momentos demandados en las mismas secciones, solamente por la acción sísmica, tomados ambos valores en los ejes de las columnas.

El factor de sobrerresistencia flexional se calcula de vigas ϕ_b^0 se calcula como:

$$\phi_b^0 = \frac{\sum M_e^o}{M_E} = \frac{\sum \lambda_o M_n}{M_E}$$

Dónde:

M_e^o es la capacidad resistente flexional de una viga referida al eje de la columna

M_E es el momento de flexión de la viga producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal y M_n es el momento nominal de la sección de la viga.

El símbolo Σ se extiende a las dos vigas adyacentes que concurren a un nudo interno, o a una sola viga en el caso de un nudo externo.

Los momentos M_c^0 y M_E se refieren a la sección de la viga en correspondencia con el eje de la columna y no a la sección crítica (cara del apoyo).

Se necesita determinar el factor ϕ_b^0 en cada piso al eje de la columna independientemente para ambas direcciones de la acción sísmica (izquierda y derecha). Este factor posibilita considerar el momento total impartido a las columnas por la acción combinada del sismo con la carga gravitatoria.

A causa de que el factor de sobrerresistencia del acero se toma igual a **1.40** y el factor de reducción de resistencia en flexión para vigas $\phi = 0.90$, el factor de sobrerresistencia para una viga diseñada para que cubra “exactamente” la demanda combinada de acción sísmica y gravitatoria sería:

$$\phi_b^0 = \frac{1.40}{0.90} = 1.56$$

Sin embargo, a causa de la redistribución de momentos que pueda utilizarse y por la disponibilidad de diámetros comerciales, ϕ_b^0 puede ser mayor o menor que **1.56**

Para asegurar que la resistencia flexional de una viga en un nivel particular de la estructura no sea menor que el factor de sobrerresistencia flexional promedio ϕ_s^0 de estas para el nivel considerado, ϕ_b^0 , necesariamente debe ser mayor o igual que:

$$\phi_b^0 \geq \frac{\lambda_o}{0.9} = \frac{1.4}{0.9} = 1.56$$

Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas

Para la determinación de los factores de sobrerresistencia ϕ_b^0 de las vigas, es necesario calcular la sobrerresistencia flexional de las mismas a ejes de columnas.

Las planillas de “sobrerresistencia flexional de vigas $M^{(+)}_o$ y $M^{(-)}_o$ a ejes de columnas” se identifican con la letra *s*, el número que indica el nivel a que pertenecen las vigas y el siguiente, el estado de cargas considerado. Por ejemplo, **S1.1** corresponde a las vigas del nivel 1, del pórtico considerado (X5 ó Y11) y al estado de cargas 1.

Se indica la capacidad flexional real $M_{nl}^{(-)}$ provista por las secciones de armaduras de las losas, las que se determinan empleando el ancho de colaboración “*b*” correspondiente y considerando que están armadas con un 1 d_b 8 cada 150mm; ADN 420, en ambas direcciones.

Para las vigas de sección “**L**” de los niveles 1° a 4°, resulta un ancho de colaboración *b* = 1.20m.

Considerando sólo las barras de las losas paralelas al eje longitudinal de la viga, y asumiendo que el ancho efectivo tiene in anclaje total, resulta:

$$A_{sl} = \frac{b}{sep.} A_b$$

donde:

$$b = 1.20m$$

$$A_b (d_b 8) = 50.26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Sep.} = 150 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = \frac{1200\text{mm}}{150\text{mm}} \times 50.26\text{mm}^2$$

$$A_{sl} = 402.08 \text{ mm}^2$$

Por lo que la capacidad flexional negativa, proporcionada de las losas, resulta:

$$M_{nl}^{(-)} = A_{sl} f_y (d - d')$$

$$M_{nl}^{(-)} = \frac{402.08\text{mm}^2 \times 420\text{MPa} \times (450 - 50)\text{mm}}{100^3}$$

$$M_{nl}^{(-)} = 67.5 \text{ KNm}$$

VIGA	Capacidad flexional real a caras de columnas (KNm)		Capacidad flexional de armaduras de losas a caras de columnas		Sobrerresistencia flexional a caras de columnas (sin efecto de carga gravitatoria) (KNm)		Luces (m)		Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas (sin efecto de carga gravitatoria) (KNm)		qv (KN/m)	Efecto de la carga gravitatoria (KNm)		Sobrerresistencia flexional a caras de columnas (con efecto de cargas gravitatorias) (KNm)	
	$M_n^{(+)}$	$M_n^{(-)}$	$A_{sl} (\text{mm}^2)$	$M_{nl}^{(-)}$ (KNm)	$M_c^{(+)\circ}$	$M_c^{(-)\circ}$	Ln	Lp1	$M^{(+)\circ}$	$M^{(-)\circ}$		CI $\Delta M_{(cv)}$	CD $\Delta M_{(cv)}$	$M_e^{(+)}$	$M_e^{(-)}$
21	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	4.00	2.28	247.4	426.2	5.89	2.94	2.94	244.5	429.1
22	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	3.00	1.71	233.4	440.2	7.85	2.94	2.94	230.5	443.2
23	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	4.00	2.28	247.4	426.2	5.89	2.94	2.94	244.5	429.1
24	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	4.10	2.34	248.5	425.2	5.74	2.94	2.94	245.5	428.1
25	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	4.10	2.34	248.5	425.2	5.74	2.94	2.94	245.5	428.1
26	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	4.00	2.28	247.4	426.2	5.89	2.94	2.94	244.5	429.1
27	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	3.00	1.71	233.4	440.2	7.85	2.94	2.94	230.5	443.2
28	206.8	206.8	402.1	67.5	289.5	384.1	4.00	2.28	247.4	426.2	5.89	2.94	2.94	244.5	429.1

Tabla 16 (S1.1): SOBRRRESISTENCIA FLEXIONAL DE VIGAS $M_e^{(+)}$; $M_e^{(-)}$ A EJES DE COLUMNAS (Vigas Nivel 1 – Pórtico X-5)

La sobrerresistencia flexional negativa a la cara de las columnas $M_c^{(-)\circ}$ se determina:

$$M_c^{(-)\circ} = \lambda_o (M_n^{(-)} + M_{nl}^{(-)})$$

La sobrerresistencia flexional positiva a la cara de las columnas $M_c^{(+)\circ}$, se obtiene:

$$M_c^{(+)\circ} = \lambda_o (M_n^{(+)})$$

Para la V21 del pórtico X6, para el estado de cargas (1,20D + 0,50L +EH + Ev), planilla S1.1, las capacidades flexionales resultan:

- Capacidad flexional negativa a caras de columnas

$$M_c^{(-)\circ} = 1.4 (206.8 + 67.5)\text{KNm}$$

$$M_c^{(-)\circ} = 384.10\text{KNm}$$

- Capacidad flexional positiva a caras de columnas

$$M_c^{(+)\circ} = 1.4 (206.8 \text{ KNm})$$

$$M_c^{(+)\circ} = 289.53 \text{ KNm}$$

La obtención de la sobrerresistencia flexional a ejes de columnas $M^{(+)\circ}$ y $M^{(-)\circ}$, y considerando el efecto de las cargas gravitatorias $M_e^{(+)}$ y $M_e^{(-)}$, se realiza empleando el procedimiento que se ilustra en la **Fig. 10** que corresponde a la **V21**, del nivel 1, para el pórtico X5, y el estado de cargas allí considerado, es decir, **(1,20D + 0,50L + EH + Ev)**

Uniéndolo con una recta los valores correspondientes de $M_c^{(+)\circ}$ y $M_c^{(-)\circ}$, se obtienen los valores a los ejes de columnas $M^{(+)\circ}$ y $M^{(-)\circ}$, cuando esta recta intercepta a los mismos. Estas magnitudes se obtienen analíticamente por relación de triángulos, es decir:

Distancia al punto de inflexión L_{p1}

$$L_{p1} = L_n \frac{M_c^{(-)\circ}}{M_c^{(-)\circ} + M_c^{(+)\circ}}$$

$$L_{p1} = 4.00 \frac{384.10}{(384.10 + 289.53) \text{ KNm}}$$

$$L_{p1} = 2.28 \text{ m}$$

Conociendo L_{p1} , se determina:

$$M^{(-)\circ} = M_c^{(-)\circ} \times \frac{L_{p1} + \frac{h_{c26}}{2}}{L_{p1}}$$

$$M^{(-)\circ} = 384.10 \text{ KNm} \times \frac{2.28 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2}}{2.28 \text{ m}}$$

$$M^{(-)\circ} = 426.20 \text{ KNm}$$

Considerando el efecto de la carga gravitatoria, se obtiene:

$$\Delta M_{(cv)} = V_w (\text{cara col.}) \frac{h_{c26}}{2}$$

siendo:

$$V_w = q \frac{L_n}{2}$$

$$\Delta M_{(cv)} = 5.89\text{KNm} \times \frac{4.00\text{m}}{2} \times \frac{0.50\text{m}}{2}$$

$$\Delta M_{(cv)} = 2.94\text{KNm}$$

Por lo que la sobrerresistencia flexional negativa al eje de la columna C26, resulta:

$$M_e^{(-)} = M^{(-)0} + \Delta M_{(cv)}$$

$$M_e^{(-)} = 426.20\text{KNm} + 2.94\text{KNm}$$

$$M_e^{(-)} = 429.10\text{KNm}$$

La sobrerresistencia flexional positiva al eje de la columna C25, se determina:

$$M^{(+)\circ} = M_c^{(+)\circ} \times \frac{L_n - L_{p1} + \frac{h_{c25}}{2}}{L_n - L_{p1}}$$

$$M^{(+)\circ} = 289.53\text{KNm} \times \frac{4.00\text{m} - 2.28\text{m} + \frac{0.50\text{m}}{2}}{4.00\text{m} - 2.28\text{m}}$$

$$M^{(+)\circ} = 331.60 \text{ KNm}$$

Considerando el efecto de las cargas gravitatorias, se obtiene:

$$\Delta M_{(cv)} = V_w (\text{cara col.}) \frac{h_{c25}}{2}$$

siendo:

$$V_w = q \frac{L_n}{2}$$

$$\Delta M_{(cv)} = 5.89\text{KNm} \times \frac{4.00\text{m}}{2} \times \frac{0.50\text{m}}{2}$$

$$\Delta M_{(cv)} = 2.94\text{KNm}$$

El valor, $M_e^{(+)}$ resulta:

$$M_e^{(+)} = 331.6\text{KNm} - 2.94\text{KNm}$$

$$M_e^{(+)} = 328.70\text{KNm}$$

Las planillas correspondientes a las vigas del nivel 3 y 6, para los pórticos y estados de cargas considerados, se pueden consultar en el anexo.

Columna C25

$$\Phi_{b(C25)}^0 = \frac{328.7}{241.3}$$

$$\Phi_{b(C25)}^0 = 1.36$$

Columna C26

$$\Phi_{b(C26)}^0 = \frac{342.7 + 429.1}{260.6 + 181.1}$$

$$\Phi_{b(C26)}^0 = 1.75$$

Columna C27

$$\Phi_{b(C27)}^0 = \frac{328.7 + 443.2}{210.1 + 237.3}$$

$$\Phi_{b(C27)}^0 = 1.73$$

Columna C28

$$\Phi_{b(C28)}^0 = \frac{327.7 + 429.1}{162.6 + 216.6}$$

$$\Phi_{b(C28)}^0 = 2.00$$

Del mismo modo se procede para la obtención de los factores de sobrerresistencia para el otro sentido de la acción sísmica.

En las páginas siguientes se presentan las siguientes planillas: planillas c, planillas s, planillas F, correspondientes a los estados de cargas más desfavorables 2, 3 y 4 de las vigas del nivel 1.

Las planillas correspondientes a los niveles 3 y 6 pueden consultarse en el Anexo.

Tabla 17 (F1.1): FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA ϕ^0 (Vigas Nivel 1 – Pórtico X5)

Estado de Carga: 1.2D + 0.5L EV + EH0

VIGA	Momentos en vigas de columnas provocados exclusivamente por la acción sísmica horizontal izquierda (KNm)		Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas (KNm)		Factor de sobrerresistencia Φ_s^o									Factor de sobrerresistencia del sistema de vigas (Nivel 1 - Pórtico X5) Φ_s^o
					COLUMNAS									
					25	26	27	28	29	30	31	32	33	
$M_E^{(+)}$	$M_E^{(-)}$	$M_o^{(+)}$	$M_o^{(-)}$											
21	241.3	181.1	328.7	429.1	1.36									
22	260.6	237.3	342.7	443.2		1.75								
23	210.1	216.6	328.7	429.1			1.725							
24	162.6	155.4	327.7	428.1				2.00						
25	238.4	221.5	327.7	428.1					1.92					
26	192.0	191.3	328.7	429.1						1.83				
27	195.8	203.8	342.7	443.2							1.99			
28	138.8	164.1	328.7	429.1								2.25	2.62	

Interrupción, anclaje y empalme de barras longitudinales

La interrupción de las armaduras longitudinales en vigas permite disminuir la cantidad necesaria de acero, mejora constructivamente las tareas de armado y reduce, los costos.

Para obtener una adecuada reducción del acero longitudinal el diseñador debe asegurarse que la capacidad de momento provista no esté por debajo de la demanda. Para ello, es necesario que la fluencia del acero longitudinal se restrinja a zonas preestablecidas, conocidas como “zonas de formación potencial de rotulas plásticas”, es decir, en este caso, las secciones de vigas en correspondencia con las caras de las columnas.

El corte de las armaduras longitudinales debe asegurar que se mantiene el mecanismo de colapso que el diseñador ha previsto con anterioridad. Para conseguir este último, necesariamente debe construirse la envolvente de los momentos flectores demandados en función de las acciones de sobrerresistencia.

De acuerdo con el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”** la envolvente se genera considerando que en una rótula plástica se desarrolla la sobrerresistencia flexional M^o , mientras que en la otra rótula está solicitada sólo por el momento de flexión nominal M_n .

La figura siguiente indica para cada barra las longitudes de anclaje más la altura útil de la viga $d + l_d$ y la longitud $1.3d$ de la sección desde la cual ya no es necesaria.

Barras superiores: d_b 16: $l_d = 840\text{mm}$; d_b 20: $l_d = 1310\text{mm}$

Barras inferiores: d_b 16: $l_d = 650\text{mm}$; d_b 20: $l_d = 1010\text{mm}$

Altura útil viga: $d = 450\text{mm}$

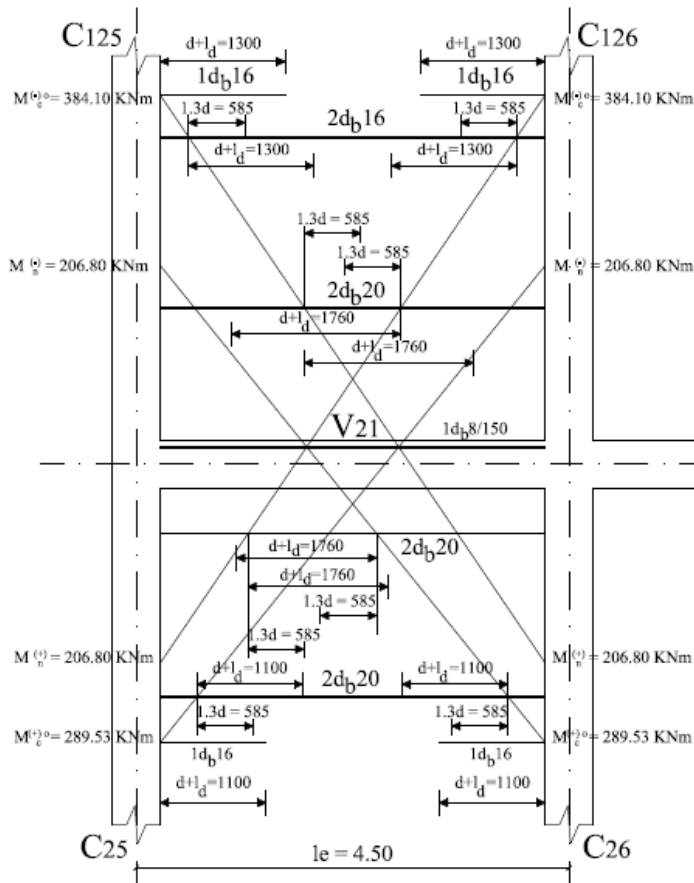
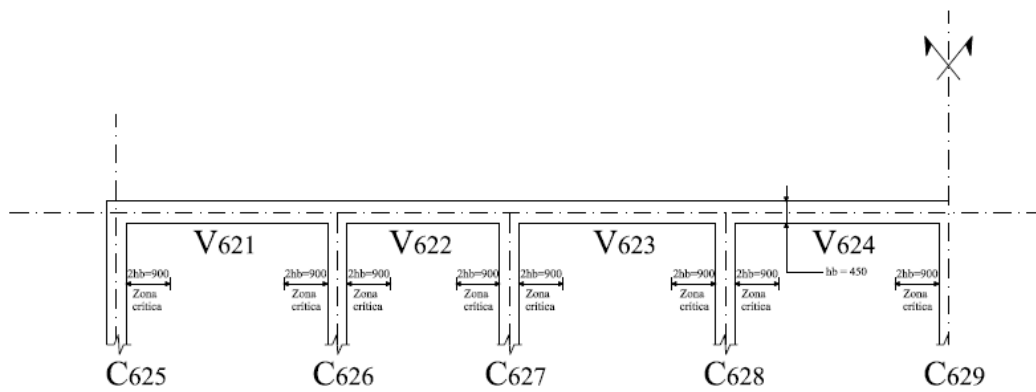


Fig. 11: INTERRUPCIÓN Y LONGITUD DE ANCLAJE DE LAS ARMADURAS FLEXIONALES – (Viga 21) (mm)

Armadura Transversal

Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas están localizadas en las caras de las columnas. Las figuras siguientes, muestran para las vigas del nivel 1, 3, 6, de los pórticos X5 e Y11, respectivamente, las longitudes de estas zonas.

Fig. 12: Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Vigas Nivel 6 - Pórtico X-5



Vigas Nivel 6 - Pórtico X5

Fig. 13: Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Vigas Nivel 3 - Pórtico X-5

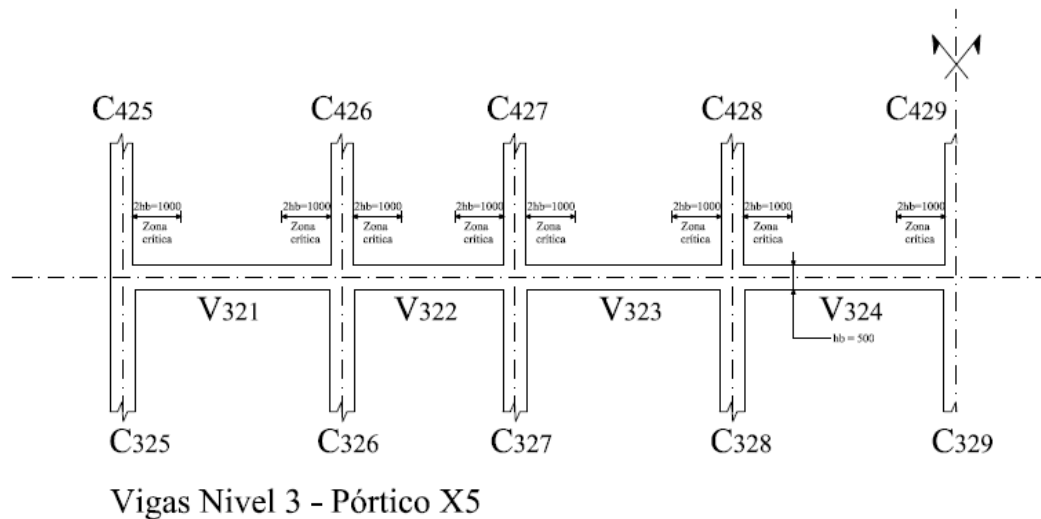
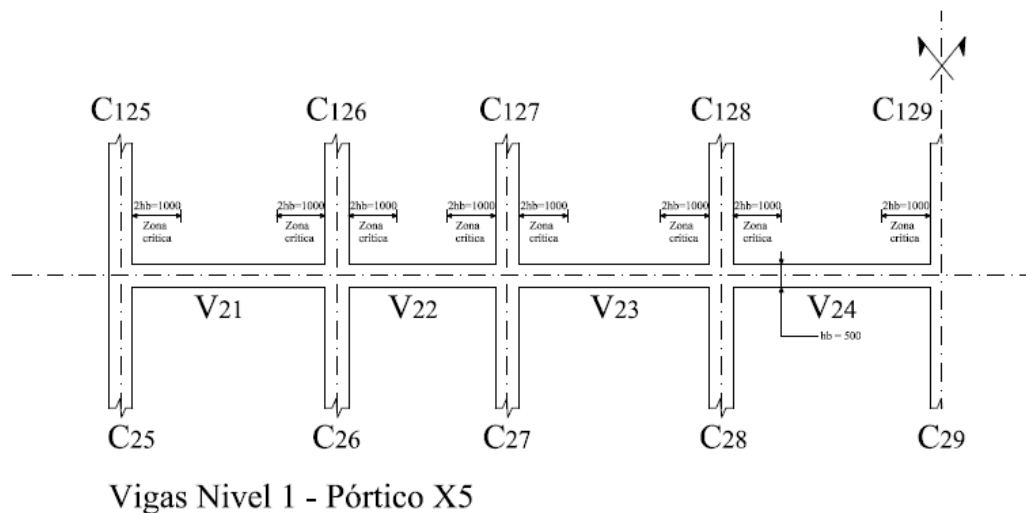


Fig. 14: Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Vigas nivel 1 - Pórtico X-5



Pandeo y confinamiento

La figura 11 muestra la disposición de las barras longitudinales de las vigas, observándose que la separación existente entre las de esquina es mayor a 200mm. Por ello es necesario colocar un estribo suplementario de manera que restrinja las barras intermedias.

Para posibilitar que se mantenga una respuesta histerética estable en las zonas de críticas de la estructura, deben asegurarse que las barras comprimidas no pandeen en forma prematura. Cuando se imponen severas demandas de ductilidad, el hormigón del recubrimiento se desprende, por lo que las barras comprimidas sólo deben confiar en el apoyo

lateral provisto por las ramas de los estribos. La restricción al pandeo se realiza mediante un codo a 90° de un estribo.

La capacidad resistente de una rama de un estribo, para que sea capaz de servir de apoyo lateral a una barra longitudinal comprimida, debe ser mayor que 1/16 del esfuerzo necesario para que la barra o conjunto de barras que se quiere restringir entre en fluencia, y con una separación igual a $6d_b$, siendo d_b el diámetro de la barra longitudinal.

El área de la sección de una rama de estribo en la dirección de pandeo potencial de la barra longitudinal, se determina mediante:

$$A_{te} = \frac{\Sigma A_b f_y}{16 f_{yt}} \frac{s}{6d_b}$$

Siendo:

ΣA_b : suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas por esa rama del estribo.

f_y : tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (MPa)

f_{yt} : tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (MPa)

s : separación de la armadura transversal según la dirección paralela al eje longitudinal del elemento (mm)

d_b : diámetro de las barras longitudinales (mm)

Para la V21 del nivel 1, pórtico X5, considerando la integración de la armadura longitudinal en la zona de formación potencial de rótulas plásticas ($2d_b$ 20 + $3d_b$ 16), la armadura transversal consistirá en un estribo perimetral y otro suplementario intermedio, es decir:

Estribo perimetral

$$\Sigma A_b = A_b (d_b 20) = 314.2 \text{ mm}^2$$

$$f_y = f_{yt} = 420 \text{ MPa}$$

$$d_b = 20 \text{ mm}$$

$$s = 6 \times 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

$$A_{te} = \frac{314.2 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa}}{96 \cdot 420 \text{ MPa}} \frac{120 \text{ mm}}{20 \text{ mm}}$$

$$A_{te} = 19.6 \text{ mm}^2$$

Se adopta un estribo perimetral **1 d_b 6 c/ 120mm (23.6mm²)**

Estribo intermedio suplementario

$$\Sigma A_b = \Sigma (201.1 + 0.5 \times 201.1) \text{ mm}^2 = 301.7 \text{ mm}^2$$

$$f_y = f_{yt} = 420\text{MPa}$$

$$d_b = 16\text{mm}$$

$$s = 6 \times 16 \text{ mm} = 96\text{mm}$$

$$A_{te} = \frac{301.7 \text{ mm}^2 \cdot 420\text{MPa}}{96 \cdot 420\text{MPa}} \frac{96\text{mm}}{16\text{mm}}$$

$$A_{te} = 18.86 \text{ mm}^2$$

Se adopta un estribo intermedio **1d_b 6 c/ 120mm (23.6mm²)**

En este caso la separación del estribo perimetral se adopta igual a la del estribo intermedio. De este modo, la armadura transversal por confinamiento y pandeo está integrada por 4 ramas de estribos de 1d_b 6 c/ 120mm (23.6mm²). Esta armadura contribuye, además, a la resistencia al esfuerzo de corte de la viga.

La planilla siguiente indica en función de la disposición de las barras longitudinales de las vigas del nivel 1, de los pórticos X5 e Y11, los valores de las secciones necesarias A_{te}, y su integración real A_{te real}. Los correspondientes a las vigas de los niveles 3 y 6, para los pórticos X5 e Y11 pueden consultarse en el anexo.

Tabla 18 (Pc.1): Pandeo y Confinamiento - (Vigas Nivel 1 – Pórtico X5)

VIGA	Dimensiones (mm)			Integración de Armaduras Longitudinales				Armaduras de Estribos					
	b _w	d	h _b	Arriba		Abajo		ΣA _b (mm ²)	A _{te} (mm ²)	nº de ramas	d _b (mm ²)	s (mm)	A _{te real} (mm ²)
				nº	d _b	nº	d _b						
21	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
22	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
23	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
24	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
25	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
26	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
27	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		
28	300	450	500	2	20	2	20	314.2	19.6	4	6	120	23.6
				3	16	3	16				6		

Esfuerzo de corte

Los máximos esfuerzos de corte que se generan en las vigas, provienen del desarrollo de la capacidad de sobrerresistencia en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.

Las deformaciones inelásticas provocadas por el esfuerzo de corte deben evitarse, ya que se asocian con limitadas capacidades de ductilidad, reducciones de resistencia y significativas pérdidas de disipación de energía. De acuerdo a ello, la resistencia nominal al corte debe ser igual o mayor que la demanda de corte obtenida por capacidad, es decir, la que

resulta del desarrollo simultáneo de la sobrerresistencia flexional en las dos rótulas plásticas de las vigas.

Cuando las solicitaciones demandadas se obtienen por capacidad, sería innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal de una sección usando factores de reducción de resistencia ϕ menores que la unidad. Por lo que, cuando las solicitaciones demandadas se obtengan por criterios de capacidad, el factor ϕ no necesita ser menor que 1.

La figura siguiente, muestra la determinación de los esfuerzos de corte de diseño, que se obtiene como resultado de la superposición de una viga simplemente apoyada sometida a los momentos de sobrerresistencia M_e^o en los extremos, caso A); y otra sometida a la acción de la carga gravitatoria q_w , caso B). Se indican los esfuerzos de corte de diseño para la **V21**, correspondientes al estado de carga **1,20D + 0,50L + EV + EH**.

El esfuerzo de corte V_{Eb}^o a ejes de columnas proveniente de la capacidad de sobrerresistencia de la viga **V22**, para el estado de carga mencionado, resulta:

$$V_{Eb}^o = \frac{M_e^{(+o)} + M_e^{(-o)}}{l_e}$$

$$V_{Eb}^o = \frac{344.3 + 441.6}{3.50}$$

$$V_{Eb}^o = 224.54 \text{ KN}$$

El esfuerzo de corte V_w a ejes de las columnas proveniente de la acción de las cargas gravitatorias, para la **V21**, será:

$$V_w = q_w \frac{l_e}{2}$$

$$V_w = 3.64 \text{ KN/m} \frac{3.50\text{m}}{2}$$

$$V_w = 6.36 \text{ KN}$$

Por lo que los esfuerzos de corte de diseño resultan:

$$\text{Apoyo "A": } V_{Eb}^o - V_w = 224.54 \text{ KN} - 6.36 \text{ KN} = 218.18 \text{ KNm}$$

$$\text{Apoyo "B": } V_{Eb}^o + V_w = 224.54 \text{ KN} + 6.36 \text{ KN} = 230.91 \text{ KNm}$$

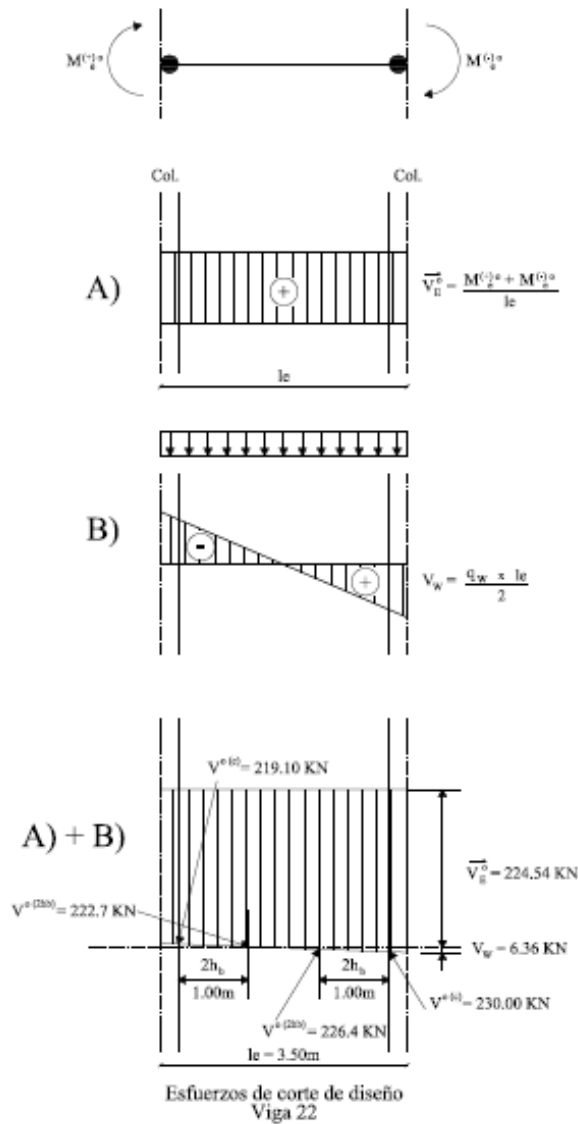


Fig. 15: DETERMINACIÓN ESFUERZOS DE CORTE DE DISEÑO

Las tensiones de corte nominales V_n en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, se obtienen:

$$V_n^{(A)} = \frac{V_{Eb}^0 - V_w}{\phi b_w d}$$

$$\Phi = 1$$

$$b_w = 300 \text{ mm}$$

$$d = 450 \text{ mm}$$

$$V_n^{(A)} = \frac{218.18}{1(300 \times 450) \text{ mm}^2} \times 1000$$

$$V_n^{(A)} = 1.62 \text{MPa}$$

$$V_n^{(B)} = \frac{230.91}{1(300 \times 450) \text{mm}^2} \times 1000$$

$$V_n^{(B)} = 1.71 \text{MPa}$$

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas se supone que la contribución del hormigón a la resistencia es nula, debido a que la trabazón de los agregados a través de anchas grietas es inefectiva, por lo que, todo el corte debe absorberse con armadura transversal.

Cuando la tensión nominal de corte exceda $0.25(2+r)\sqrt{f'c}$ deberá proveerse de armadura de corte longitudinal en el alma de la viga, en una o ambas direcciones para resistir una fracción del esfuerzo de corte. Esta armadura intenta evitar una falla de corte por deslizamiento.

En la planilla siguiente puede observarse para las vigas 22 y 27 del pórtico X5 – Nivel que la tensión nominal de corte V_n excede $0.25(2+r)\sqrt{f'c}$, por tanto, deberá proveerse de armadura de corte diagonal en el alma de la viga en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, en unas o ambas direcciones para resistir un esfuerzo de corte, dado por la siguiente expresión:

$$V_{dl} = 0.70 \left(\frac{V_n}{\sqrt{f'c}} + 0.40 \right) (-r) V_n$$

$$V_{dl} = 0.70 \times \left(\frac{230.0 \text{KN}}{\sqrt{25 \text{MPa}}} + 0.40 \right) \times (0.9526) \times 230.0 \text{KN}$$

$$V_{dl} = 68.40 \text{KN}$$

El área de la armadura diagonal A_{vd} requerida para resistir un esfuerzo de corte V_{dl} , puede calcularse como:

$$A_{vd} = \frac{V_{dl}}{n f_y \text{sen} \alpha}$$

donde:

$n = 1$ ó 2 dependiendo si la armadura diagonal con área A_{vd} se provee en una dirección o en dos direcciones.

α = ángulo de inclinación de las barras dobladas con respecto al eje longitudinal del elemento; $30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

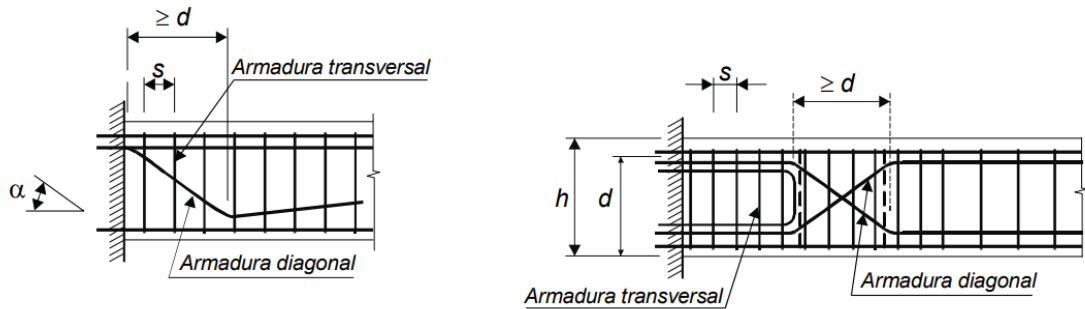


Fig. 16: ARMADURA DIAGONAL PARA ABSORBER TENSIONES DE CORTE ELEVADAS EN ZONAS DE RÓTULAS PLÁSTICAS.

$$A_{vd} = \frac{68.40\text{KN}}{1 \times 420\text{MPa} \times \text{sen}45^{\circ}} \times 1000$$

$$A_{vd} = 230.32\text{mm}^2$$

Armadura adopta: 2 d_b 12

Tabla 19 (F1.1): VERIFICACIÓN DE ARMADURAS “X” EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS.

Línea	Item	COLUMNAS																Dimensiones (mm)											
		25	VIGA 21		26	VIGA 22		27	VIGA 23		28	VIGA 24		29	VIGA 25		30	VIGA 26		31	VIGA 27		32	VIGA 28		33	b _w	d	h _b
		0.5			0.5			0.5			0.5			0.5			0.5			0.5			0.5						
1	V ^o	156.6	180.2		219.1	230.0		129.1	207.8		121.7	206.9		121.7	206.9		129.1	207.8		219.1	230.0		156.6	180.2		300	450	500	
2	V _n	1.16	1.33		1.62	1.70		0.96	1.54		0.90	1.53		0.90	1.53		0.96	1.54		1.62	1.70		1.16	1.33					
3	V ^o	180.2	156.6		230.0	219.1		207.8	129.1		206.9	121.7		206.9	121.7		207.8	129.1		230.0	219.1		180.2	156.6					
4	V _n	1.33	1.16		1.70	1.62		1.54	0.96		1.53	0.90		1.53	0.90		1.54	0.96		1.70	1.62		1.33	1.16					
5	r	-0.87	-0.87		-0.95	-0.95		-0.62	-0.62		-0.59	-0.59		-0.59	-0.59		-0.62	-0.62		-0.95	-0.95		-0.87	-0.87					
6	0.25(2+r)√f'c	1.41	1.41		1.31	1.31		1.72	1.72		1.76	1.76		1.76	1.76		1.72	1.72		1.31	1.31		1.41	1.41					
7	0.16 f'c	4.00	4.00		4.00	4.00		4.00	4.00		4.00	4.00		4.00	4.00		4.00	4.00		4.00	4.00		4.00	4.00					
8	0.85√f'c	4.25	4.25		4.25	4.25		4.25	4.25		4.25	4.25		4.25	4.25		4.25	4.25		4.25	4.25		4.25	4.25					

En las zonas comprendidas entre las críticas, para la V22, es necesario considerar la contribución del hormigón a la resistencia al corte, es decir:

$$(0.07 + 10\rho_w)\sqrt{f'c} \leq 0.20\sqrt{f'c}$$

Donde:

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$$

$$A_s = (2 \times 314.2\text{mm}^2) + (2 \times 201.06\text{mm}^2) = 1030.52 \text{mm}^2$$

$$b_w = 300\text{mm}$$

$$d = 450\text{mm}$$

$$\rho_w = \frac{1030.52\text{mm}^2}{(300 \times 450)\text{mm}^2}$$

$$\rho_w = 0.007633$$

Por lo tanto:

$$V_c = (0.07 + 10 \times 0.007633)\sqrt{25}\text{MPa}$$

$$V_c = 0.73\text{MPa}$$

El cálculo de las armaduras transversales correspondientes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, resulta:

$$A_v = \frac{V_n b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v = \frac{1.71\text{MPa} \times 300\text{mm} \times 100\text{mm}}{420\text{MPa}}$$

$$A_v = 121.69\text{mm}^2$$

Se adopta como estribo perimetral **1d_b 8 (100.6mm²)**, y como estribo suplementario intermedio **1d_b 6 (56.6mm²)**. Es decir que la armadura transversal para absorber esfuerzo de corte resulta integrada por 2 estribos de 2 ramas cada uno, siendo la separación adoptada 100mm, y la sección real igual a 157.2mm².

$$\text{(Estribo adoptado : (1d}_b \text{ 8 + 1d}_b \text{ 6)}^c \text{ /100mm)}$$

Se observa que la sección de estribos para absorber corte resulta mayor que la obtenida por pandeo y confinamiento, aunque la separación de los mismos está gobernada por estos últimos.

Para las zonas comprendidas entre las críticas (zonas normales), y asumiendo una separación igual a 150mm, se obtiene:

$$A_v = \frac{(V_n - V_c)b_w s}{f_{yt}}$$

$$A_v = \frac{(1.68 - 0.73)\text{MPa} \times 300\text{mm} \times 150\text{mm}}{420\text{MPa}}$$

$$A_v = 101.25\text{mm}^2$$

$$\text{(Estribo adoptado : (1d}_b \text{ 8 + 1d}_b \text{ 6)}^c \text{ /150mm)}$$

La planilla **Ec.1**, muestra para las vigas del nivel 1, pórtico X5, las secciones necesarias **A_v** y **A_{v real}** de la armadura transversal (estribos), para las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas) y para las zonas comprendidas entre ellas (zonas normales).

Tabla 20 (Ec.1): ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS EN ZONAS DE FORMACIÓN POTENCIAL DE RÓTULAS PLÁSTICAS Y ZONAS NORMALES (Vigas Nivel 1 – Pórtico X5)

Viga	le (m)	Sobrerresistencia flexional a ejes de columnas (KNm)		V_{Eb}^o (KN)	qv (KN/m)	Vw (KN)	Esfuerzos de corte de diseño (KN)		$V_n^{(A)}$	$V_n^{(B)}$	ρ_w	V_c (MPa)	V_n cara columna (KN)	V_n cara columna (MPa)	A_v (mm ²)	V_n (2hb) (KN)	V_n (2hb) (MPa)	A_v Zonas normales (mm ²)
		$M_e^{(+)}$	$M_e^{(-)}$				Apoyo A	Apoyo B										
21	4.5	328.7	429.1	168.41	5.89	13.25	155.16	181.65	1.15	1.35	0.00764	0.73	180.2	1.33	95.34	174.3	1.29	59.90
22	3.5	344.3	441.6	224.54	3.64	6.36	218.18	230.91	1.62	1.71	0.00764	0.73	230.0	1.70	121.69	226.4	1.68	101.25
23	4.5	321.8	436.0	168.41	19.67	44.26	124.15	212.67	0.92	1.58	0.00764	0.73	207.8	1.54	109.95	181.1	1.34	65.29
24	4.6	320.0	435.8	164.30	20.77	47.77	116.53	212.07	0.86	1.57	0.00764	0.73	206.9	1.53	109.47	186.1	1.38	69.26
25	4.6	320.0	435.8	164.30	20.77	47.77	116.53	212.07	0.86	1.57	0.00764	0.73	206.9	1.53	109.47	186.1	1.38	69.26
26	4.5	321.8	436.0	168.41	19.67	44.26	124.15	212.67	0.92	1.58	0.00764	0.73	207.8	1.54	109.95	181.1	1.34	65.29
27	3.5	344.3	441.6	224.54	3.64	6.36	218.18	230.91	1.62	1.71	0.00764	0.73	230.0	1.70	121.69	226.4	1.68	101.25
28	4.5	328.7	429.1	168.41	5.89	13.25	155.16	181.65	1.15	1.35	0.00764	0.73	180.2	1.33	95.34	174.3	1.29	59.90

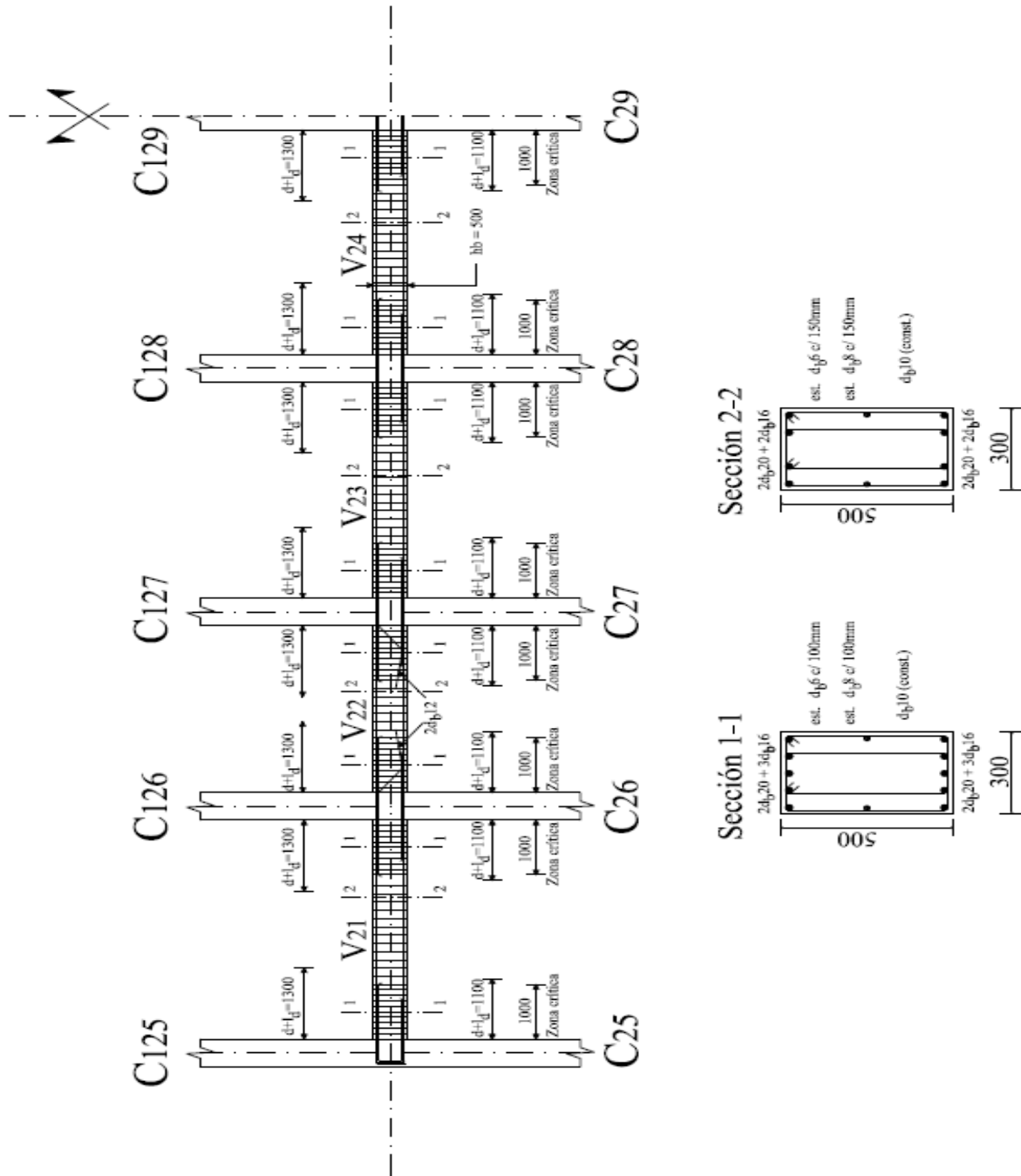


Fig. 17: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 1 – Pórtico X5); (mm)

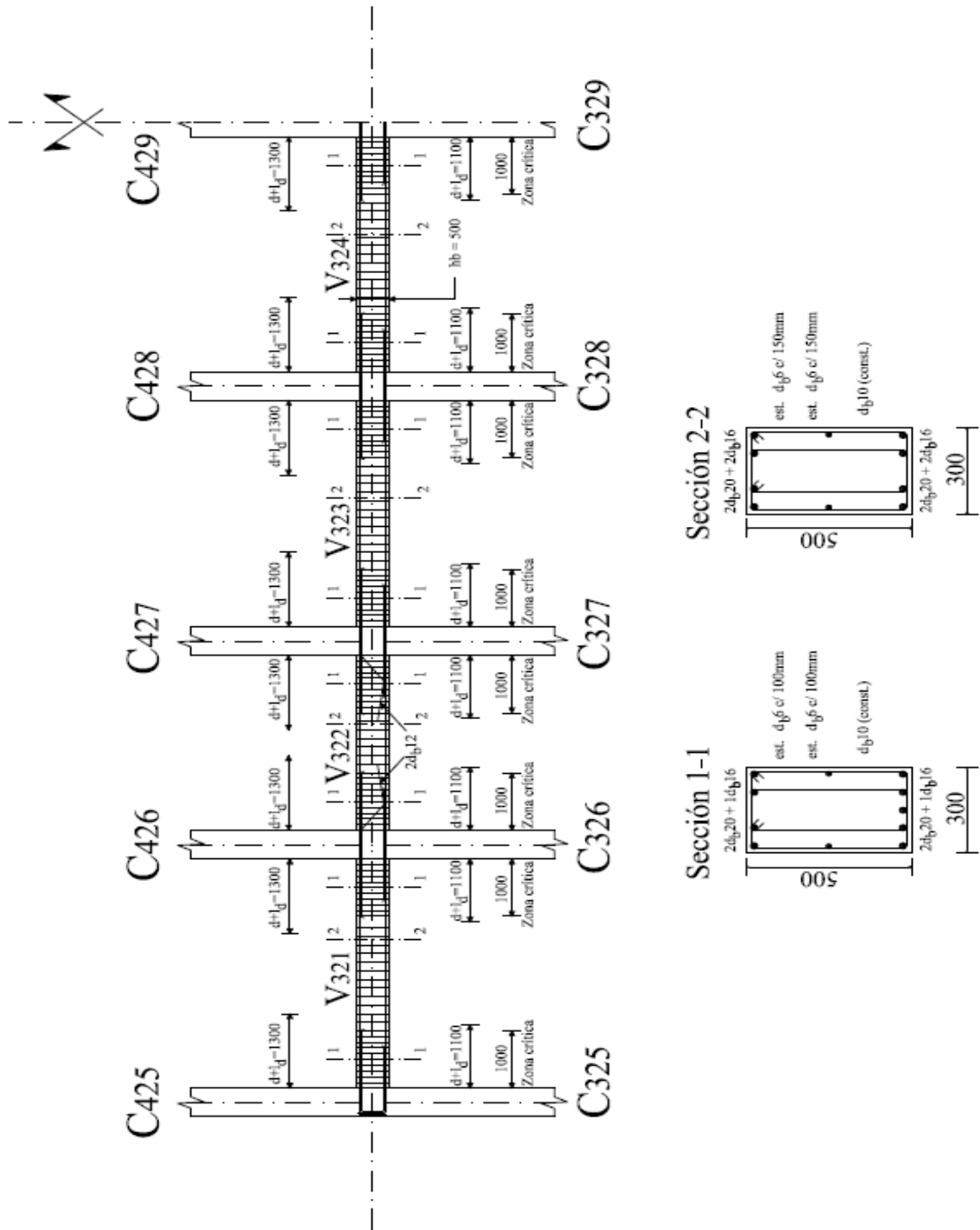


Fig. 18: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 3 – Pórtico X5); (mm)

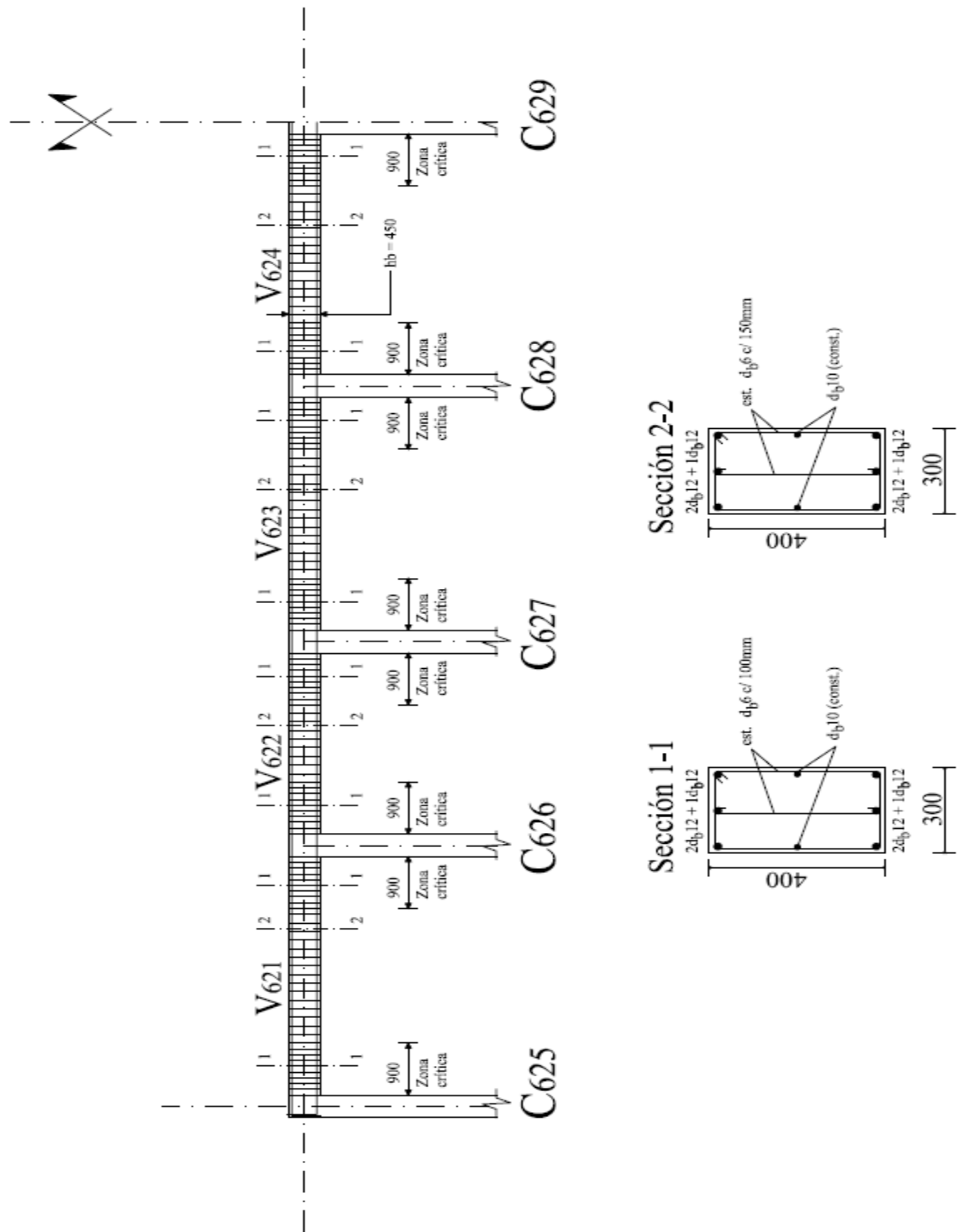


Fig. 19: DETALLE DE ARMADO DE VIGAS (Vigas Nivel 6 – Pórtico X5); (mm)

DISEÑO DE COLUMNAS

Se detalla a continuación el diseño de la columna C25 en la dirección X-5.

Acciones de Diseño

1. Solicitaciones de diseño para columnas donde se prevé la formación de rotulas plásticas.

De acuerdo al mecanismo de colapso propuesto, la base de la columna C25 debe permitir la formación de una rótula, en estas secciones el momento de diseño (M_u/ϕ) es obtenido de un software de cálculo y proviene de la combinación de estados de carga, teniendo en cuenta el factor de reducción de resistencia correspondiente (ϕ); de distinta manera se obtiene el corte de diseño que se lo obtiene en función de la capacidad de sobrerresistencia de la rótula que se forma en la columna utilizando un factor de reducción de resistencia unitario ($\phi=1$); el cálculo del esfuerzo axial de diseño es indistinto para las columnas en donde se prevé o no la formación de rótulas plásticas y se calcula teniendo en cuenta el esfuerzo axial inducido por la sobre resistencia flexional de las rotulas de todas las vigas considerando además las cargas gravitatorias y las posibles combinaciones

Para la determinación del corte de diseño V_u de la C25, debe considerarse la capacidad de sobre resistencia flexional de la rótula como se menciona anteriormente:

$$V_u = \frac{M_{base}^0 + M_{ucapitel}}{L_n}$$

Siendo:

V_u : el corte de diseño de la columna

M_{base}^0 : el momento nominal de la sección que se rotula

M_u : momento elástico de diseño del capitel

L_n : es la altura de la columna.

Para el desarrollo de la capacidad de la rótula se tiene en cuenta además de la sobrerresistencia del acero (como ocurre en vigas) la sobrerresistencia debido al hormigón confinado representado en el 2º término de la siguiente ecuación:

$$M_{base}^0 = \left[\gamma_0 + 2 \left(\frac{P_u}{f_c A_g} - 0.10 \right)^2 \right] M_n^c$$

Siendo M_{base}^0 el momento de sobrerresistencia flexional de la rótula de la columna; M_n^c el momento nominal de la sección que se rotula de la columna; λ_0 el factor de sobre resistencia del acero que vale **1.4**.

2. Solicitaciones de diseño para columnas en donde no se prevé la formación de rotulas plásticas.

En el caso donde no se espera la formación de rótulas, su resistencia debe permitir la formación de las rotulas propuestas tanto en vigas y columnas sin que se modifique el mecanismo de colapso propuesto para el edificio, para lograr este efecto se mayor las

solicitaciones obtenidas por un factor que tiene en cuenta la sobrerresistencia flexional de la rótula.

Momento de diseño

Los momentos de diseño de las secciones extremas de columna donde no se prevé la formación de rótulas plásticas se determina con un factor de reducción de resistencia unitario ($\phi=1$) de acuerdo con la ecuación:

$$M_u = \phi_b^0 \omega M_E^0 - 0,30 h_b V_u$$

Siendo M_u el momento de diseño de la sección de la columna donde no se prevé la formación de rótulas plásticas; ϕ_b^0 el factor de sobre resistencia flexional de viga; ω el factor de amplificación dinámica; V_u el corte de diseño de la columna; h_b es la altura de la viga.

Se destaca que la amplificación de momentos expresada en la ecuación anterior solo se aplica a los momentos de capitel y base y no al diagrama de momentos de flexión de la columna. Estos dos momentos extremos no se espera que ocurran juntos.

Se supone que la sección crítica de la columna está en la cara de la viga y, por lo tanto, los momentos al eje $\phi_b^0 \omega M_E^0$ deberían reducirse. Se considera solo el 60% del gradiente de momentos, que se utiliza para la determinación del esfuerzo de corte en la columna. Por lo tanto: los momentos al eje, se reducen $0,60(0,50 h_b V_u)$.

Corte de Diseño

En todos los pisos a excepción al primer piso y el último, el esfuerzo de corte puede estimarse a partir del gradiente del diagrama de momentos derivado de un análisis elástico de la estructura ante las acciones sísmicas a lo largo de la columna. Y debe ser afectado por el factor de sobrerresistencia flexional de viga. Se debe tener en cuenta, una distribución desproporcionada de los momentos de las vigas entre las columnas ubicadas por debajo o por encima de una viga, que pudiera dar un gradiente mayor que el que resulta de un análisis elástico; por esta causa, se considera un 20% de aumento. Se tiene en cuenta las fallas que puede atraer aparejado el corte introduciendo un factor adicional igual a $0,9/0,85$. Finalmente el corte de diseño para las secciones extremas de columnas que no se rotulan y que pertenecen a pórticos espaciales resulta:

$$V_u = 1,6 \phi^0 V_E$$

Siendo V_u el corte de diseño para secciones de columnas que no se prevé la formación de rótulas; ϕ^0 el factor de sobre resistencia flexional de viga; V_E el corte generado por las acciones sísmicas considerando un análisis elástico.

Esfuerzo axial de diseño

El esfuerzo axial de diseño de las columnas se calcula con las combinaciones de cargas antes mencionadas y es indistinto para las secciones que se rotulan como las que no se rotulan. En ellas se tienen dos términos uno representa a las fuerzas verticales gravitatorias y el otro a las acciones sísmicas:

$$P_u = P_E^0 + P_G = R_V \sum V_E^0 + P_G$$

Siendo P_u el esfuerzo axial de diseño; $P_E^0 = R_V \sum V_E^0$ el esfuerzo axial de diseño inducido por el sismo; $\sum V_E^0$ es la sumatoria de los esfuerzos de cortes inducido por el sismo cuando se desarrolla toda la capacidad de la rótula; R_V es un factor de minoración de la carga axial; P_G es el esfuerzo axial de diseño debido a las cargas gravitatorias, peso propio y sobrecargas.

El valor que toma P_G depende de la combinación de estados de cargas que se analiza en nuestro caso por ser la combinación $0,9D + S_X \rightarrow P_G = 0,9D$

En la figura se aprecia para los distintos niveles el corte inducido por la capacidad de las rótulas V_E^0 como así también la sumatoria de los mismos $\sum V_E^0$.

El factor de minoración de la carga axial tiene en cuenta la suposición de que a medida que aumenta el número de pisos por encima del nivel considerado, se reduce el número relativo de rótulas plásticas que desarrollan simultáneamente su sobre resistencia flexional, se puede obtener el valor de R_V de la tabla siguiente.

Tabla 21: Factor de Reducción de carga axial

N° de pisos por encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica ω					
	1,30 o menor	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90
2	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95
4	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91
6	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86
8	0,88	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81
10	0,85	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77
12	0,82	0,81	0,78	0,76	0,74	0,72
14	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67
16	0,76	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
18	0,73	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58
20 o mas	0,70	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54

Determinación del factor de amplificación dinámica

Para darle a la columna un alto grado de protección a la fluencia prematura, debe considerarse el apartamiento del diagrama de momentos de las mismas, el obtenido de una análisis elástico a fuerzas horizontales. Este apartamiento se debe a los efectos dinámicos, en particular el de los modos superiores en la estructura inelástica. El fenómeno puede medirse por el movimiento del punto de inflexión de la posición dado por un análisis elástico. Se supone que estos efectos son más importantes en los pisos superiores, y a medida que aumenta el periodo fundamental de vibración de la estructura.

Teniendo en cuenta que la tipología estructural del edificio en ambas direcciones principales de análisis está conformada por pórticos sismorresistentes de hormigón armado, la misma se encuentra en pórticos espaciales; cuyo factor de amplificación dinámica resulta:

$$1,50 < \omega = 0,50 T_1 + 1,10 \leq 1,90$$

Donde ω es el factor de amplificación dinámica para columnas de pórticos espaciales; T_1 es el primer modo de vibración de la estructura en segundos correspondiente a la dirección analizada.

$$T_{1x} = 1,047 \text{ seg} \quad ; \quad T_{2y} = 1,047 \text{ seg}$$

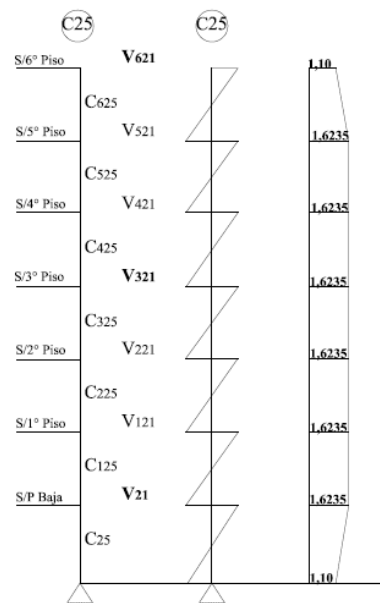
Luego:

$$\omega_x = 0,50 \times 1,047 \text{ seg} + 1,10 = 1,6235$$

$$\omega_y = 0,50 \times 1,047 \text{ seg} + 1,10 = 1,6235$$

$$\text{Quedando } \omega_x = 1,6235 \text{ y } \omega_y = 1,6235$$

En las columnas del último piso $\omega = 1,1$ y en la sección inferior de las columnas del nivel del subsuelo se toma $\omega = 1,1$



$$M^C = S_x \quad W_x = W_y$$

Fig. 20: FACTORES DE AMPLIFICACION DINÁMICA

Tabla 22: Momento y Corte de Diseño

Nivel	Col	Sec	hc	bc	hb	se rótula	ϕ^0_v	M^c_E	V_U	M_U
								KN	KN	KNm
Planta baja	C25	base	0.5	0.3	0.5	si	1.36	195.78	426	227.5
		capitel	0.5	0.3	0.5	no	1.36	195.78		-283.1
3° Piso y 4° Piso	C25	base	0.5	0.3	0.5	no	1.57	68.89	173	211.8
		capitel	0.5	0.3	0.5	no	1.57	68.89		-261.3
5° Piso y 6° Piso	C25	base	0.5	0.3	0.45	no	2.49	7.69	30.63	89.3
		capitel	0.5	0.3	0.45	no	2.49	7.69		-103.2

Esfuerzo axil de diseño

Finalmente para la combinación de cargas analizadas $1.2D+0.5L+E_H+E_V$ el esfuerzo axial de diseño resulta de considerar el esfuerzo axial inducido por la sobrerresistencia de las rótulas, además de las cargas gravitatorias, en la tabla siguiente se muestran los valores para las distintas columnas.

Tabla 23: Esfuerzo Axial Último

Nivel	Columna	Sección	N° pisos superiores	Rv	Sismo Izquierdo				Sismo derecho				P_0E		PoE + Pg		
					Viga Izquierda		Viga derecha		Viga Izquierda		Viga derecha		S. izq	S. der	Pg 1,2D+0,5L+Ev	S. Izq	S. Der
					V^0_{Eb}	$\sum V^0_{Eb}$	V^0_{Eb}	$\sum V^0_{Eb}$	V^0_{Eb}	$\sum V^0_{Eb}$	V^0_{Eb}	$\sum V^0_{Eb}$					
					KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN					
Planta Baja	C25	Base	6	0.91	0	0	0	793.43	0	0	0	-793.43	722.021	-722.02	883.06	1605.08	161.04
		Capitel	6	0.91	0	0	168.41	793.43	0	0	-168.41	-793.43	722.021	-722.02	869.56	1591.58	147.54
3° Piso	C325	Base	3	0.94	0	0	144.8	335.42	0	0	-144.8	-335.42	315.295	-315.29	406.01	721.30	90.71
		Capitel	3	0.94	0	0	144.8	335.42	0	0	-144.8	-335.42	315.295	-315.29	393.41	708.70	78.11
6° Piso	C625	Base	0	1	0	0	63.54	63.54	0	0	-63.54	-63.54	63.54	-63.54	57.03	120.57	-6.51
		Capitel	0	1	0	0	63.54	63.54	0	0	-63.54	-63.54	63.54	-63.54	46.95	110.49	-16.59

Diseño de la armadura longitudinal

La tabla 6 y 7 muestran para cada columna los valores de diseño en base a los diagramas de interacción figura 4 obtenida del Cirsoc 201, para $f_c=25$ MPa, $f_y=420$ MPa

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

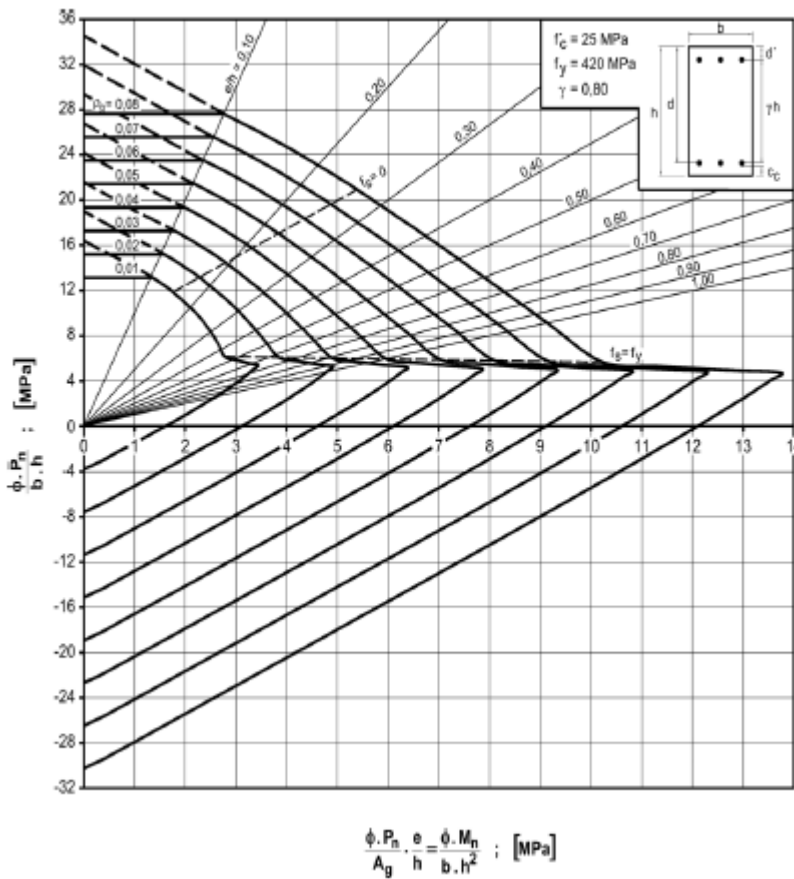


Fig. 21: Diagrama de Interacción

El valor de $n = \frac{\phi P_n}{b h}$ que manda en el diseño a flexo-compresión es el correspondiente a los esfuerzos axiales mínimos y siempre caen por debajo del quiebre de la curva (n=5); por lo tanto los valores obtenidos en el ábaco correspondiente a un $\phi=0,9$, mismo valor que usa el reglamento Cirsoc 103 para elementos solicitados a flexo compresión.

Tabla 24: Armadura Longitudinal de Columna

Nivel	Col	h cm	b cm	γ	Mu	Pu		mx	n		μ	ρ max	As cm ²	Dispición					
					x-x KN	1.2D+0.5L+PoEx	max		max	min				ϕ	mm		N°	Diam. mm	A.real cm ²
Planta Baja	C25	0.3	0.5	0.8	227.5	1605.08	161.04	0.20	0.43	0.02	0.50	0.02976	44.64	4Ø	25	+	1Ø	16	43.3
		0.3	0.5	0.8	-283.1	1591.58	147.54	-0.25	0.42	0.01	0.50	0.02976	44.64	4Ø	25	+	1Ø	16	43.3
3° Piso	C25	0.3	0.45	0.8	211.8	721.30	90.71	0.21	0.21	0.01	0.30	0.01786	26.79	4Ø	20	+	1Ø	16	29.06
		0.3	0.45	0.8	-261.3	708.70	78.11	-0.26	0.21	0.01	0.30	0.01786	26.79	4Ø	20	+	1Ø	16	29.06
6° Piso	C25	0.3	0.4	0.8	89.3	120.57	-6.51	0.10	0.04	0.00	0.20	0.0119	17.86	4Ø	16	+	1Ø	12	18.34
		0.3	0.4	0.8	-103.2	110.49	-16.59	-0.11	0.04	0.00	0.20	0.0119	17.86	4Ø	16	+	1Ø	12	18.34

Cargas axiales máximas de diseño en compresión

La carga axial máxima de diseño no debe ser mayor que $0,70\phi P_n$ respecto a la combinación de los estados de cargas del reglamento CIRSOC 103 ni mayor que $0,90\phi P_n$ para los estados de cargas del reglamento CIRSOC 201, siendo:

$$P_n = \alpha f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$\alpha = 0,85 - 0,004 (f_c - 55)$$

Para la columna C25 resulta:

Tabla 25: Carga axial máxima de diseño

Nivel	Sección.	Col.	Pu	0.7P _n >Pu	0.9P _n >Pu
			KN		
Planta Baja	Base	C25	1605.08	OK	OK
	Capitel		1591.58	OK	OK
3° Piso	Base	C25	721.30	OK	OK
	Capitel		708.70	OK	OK
6° Piso	Base	C25	120.57	OK	OK
	Capitel		110.49	OK	OK

El límite $0,70\phi P_n$ se establece porque las secciones fuertemente cargadas requieren una gran cantidad de armadura transversal para que sean adecuadamente dúctiles. Se aplica tanto a columnas donde no se esperan la formación de rótulas plásticas como aquellas que si se esperan que se formen rótulas plásticas. Y el límite $0,90\phi P_n$ corresponde a la verificación de la carga axial máxima para el estado de cargas gravitatorias pura.

Longitud de la zona de formación potencial de rotulas plásticas

En columnas I_p se debe tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos de flexión extremos.

Para el cálculo de la sobrerresistencia de la sección crítica de la columna, se emplea:

$$M_C^0 = [\lambda_0 + 2(\frac{P_u}{f_c A_g} - 0,10)^2] M_n^C$$

Cuando la carga axial en la columna es alta, la cantidad de armadura de confinamiento también será alta y resultara en un incremento de la resistencia del hormigón confinado. Así la resistencia a flexión de las secciones fuertemente confinadas en las zonas de formación potenciales de rotulas plásticas en los extremos del elemento puede ser significativamente mayor que la resistencia a flexión de las secciones menos confinadas que se encuentran fuera de la zona de formación potenciales de rótulas plásticas. Por esta razón, la zona a ser confinada es mayor cuando el esfuerzo axial es alto. Teniendo en cuenta, que en este caso las columnas presentan un punto de inflexión dentro del piso (ver figura siguiente) el momento a considerar será el que se obtiene tomando la capacidad flexional de las columnas en la sección crítica inferior y cero en el extremo opuesto, en correspondencia de con el eje de la viga.

Ilustración 1: Diagrama de Momento para determinar la longitud de la rótula plástica

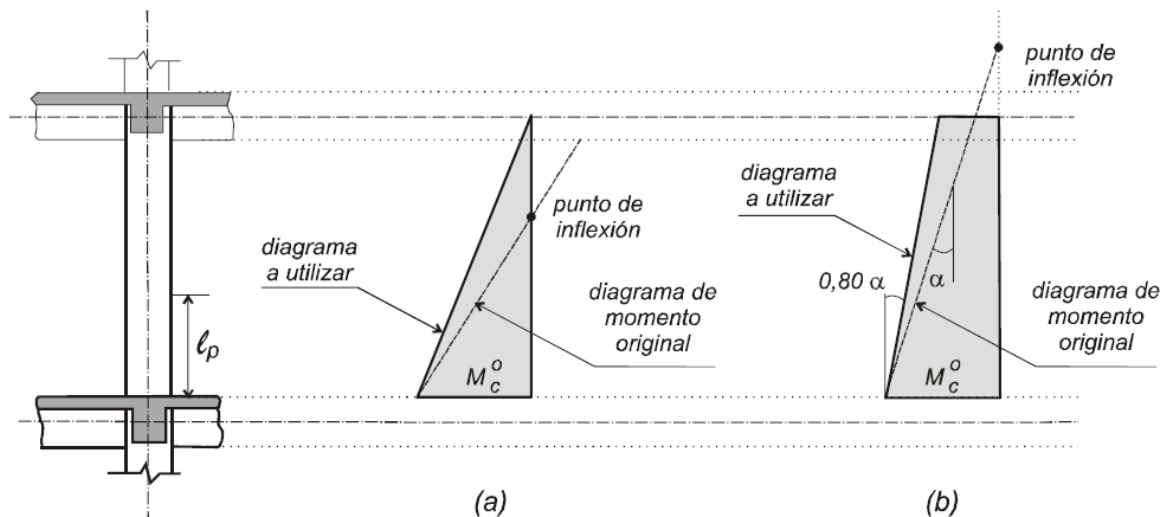


Figura 22: diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica “lp” en columnas

La longitud de la zona de formación potenciales de rótulas plásticas en columnas, medida desde la cara de la viga, se toma como la mayor entre un múltiplo de la máxima dimensión de la sección transversal o del diámetro y la longitud donde el momento excede un porcentaje del momento máximo, es decir, se distinguen tres casos:

- Cuando $P_u \leq 0,25 \phi f_c A_g$ el valor mayor entre la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera 0,8 del máximo momento de acuerdo con lo especificado en la figura 5.
- Cuando $0,25\phi f_c A_g \leq P_u \leq 0,50\phi f_c A_g$, el mayor valor entre dos veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 0,70 del máximo momento de acuerdo a la figura 5.
- Cuando $0,50\phi f_c A_g \leq P_u \leq 0,70\phi f_c A_g$ el mayor valor entre 3 veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el 0,60 del máximo momento de acuerdo a la figura 5.

Diseño de la armadura transversal

La armadura transversal de las columnas se dispone de manera diferente según se trate de las zonas de formación potenciales de rótulas plásticas o fuera de ellas:

Diseño de la armadura transversal en zonas de formación potenciales de rótulas plásticas.

La armadura transversal para las columnas en zonas de formación potencial de rótulas plásticas además de absorber el corte producido por la sobre resistencia flexional de las rótulas, debe garantizar los mismos requerimientos indicados para vigas respecto al pandeo de las barras longitudinales y brindar un confinamiento adecuado al núcleo de hormigón.

En zonas de formación potenciales de rótulas plásticas se debe respetar los siguientes ítems:

$$A_{te} = \frac{\sum Abf_y s}{16f_{yt} 6d_b}$$

$$A_{sh} = \left[\left(\frac{1,3 - \rho_t m}{3,30} \right) sh \frac{A_g f_y P_u}{A_c f_{yt} \phi f_c A_g} \right] - 0,0060 sh$$

$$A_s > \text{mín.} (A_{sh}; A_{te})$$

$$\frac{A_g}{A_c} > 1,2 \text{ y } \rho_t m < 0,40$$

Siendo A_{te} el área mínima de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal ya nombrada anteriormente; A_{sh} es el área necesaria de confinamiento del núcleo de hormigón; ρ_t es la cuantía longitudinal de la columna; m es la relación definida como $m = \frac{f_y}{0,85f_c}$; f_{yt} la tensión de fluencia del acero del estribo; s la separación adoptada; f_y es la tensión de fluencia de las barras longitudinales; A_g es el área bruta de la sección transversal de la columna; A_c es el área del núcleo de la sección transversal de la columna; h es la altura del núcleo confinado en cada dirección de la sección rectangular.

La separación vertical entre capas de estribos, no deberá exceder el menor valor entre $\frac{1}{4}$ de la menor dimensión total de la sección y 6 veces el diámetro de la barra longitudinal que restringe.

Cada barra longitudinal o conjunto de barras deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama.

Contribución del hormigón a la resistencia del corte

En las zonas de formaciones potenciales de rótulas plásticas, cuando el esfuerzo axial de compresión es pequeño, esto es; cuando $\frac{P_u}{A_g f_c} < 0,10$ el valor de V_c debe tomarse igual a cero como en el caso de vigas sin carga axial. Para esfuerzos de compresión mayor, la ecuación:

$$V_b = 4v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f_c} - 0,10}$$

Da un incremento gradual de la contribución del hormigón a medida que aumenta el esfuerzo de compresión. Como para el caso de vigas, el valor de V_b resulta para cada columna:

$$v_b = (0,70 + 10\rho_w) \sqrt{f_c}$$

Diseño de la armadura transversal en zonas normales

El reglamento establece que en columnas de pórticos donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, la cantidad de armadura transversal deberá ser el 70% de la requerida por la ecuación 11 pero no menor que la requerida por la ecuación 10.

Las columnas diseñadas por capacidad a fin de disminuir la posibilidad que se formen rótulas plásticas, se reduce la necesidad de armadura transversal ya que solo pueden soportar

fluencia limitada bajo condiciones extremas. Por lo tanto se considera que la cantidad de armadura de confinamiento puede reducirse un 70% de la requerida por la ecuación 11. Esto posibilita que la columna logre un factor de ductilidad de curvatura de al menos $u_{\phi} = 10$ por si fuera necesario. Sin embargo, se requiere la protección contra el pandeo de las barras, y algún grado de confinamiento del hormigón, y por lo tanto son necesarios todos los otros requerimientos detallados, es decir no se puede reducir A_{st} .

Por otro lado el reglamento no permite la reducción de la armadura transversal del capitel del 1° piso.

Contribución del hormigón a la resistencia al corte

En zonas normales la contribución del hormigón al corte depende de la tensión de corte básica V_b :

- En columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[1 + \frac{3P_u}{A_g f_c}\right] v_b$$

- Columnas con tracción axial

$$v_c = \left[1 + \frac{12P_u}{A_g f_c}\right] v_b$$

Donde P_u deberá tomarse como negativo para tracción.

Tabla 26: Armadura transversal por confinamiento

P_u	N	1605080.30
\emptyset		1
f_c	MPa	25
f_y	MPa	420
b_c	mm	500
h_c	mm	300
h''	mm	250
A_g	mm ²	150000
A_c	mm ²	112500
A_g/A_c		1.33
A_{st}	mm ²	4330
ρ_t		0.0289
m		19.76
$\rho_t \times m$		0.4
d_b	mm	25
s_f	mm	75
A_{sh}	mm ²	61.21
A_{sh}	cm ²	0.61

Tabla 27: Resumen armadura transversal por confinamiento

COLUMNA	Dimensiones (mm)			Integración de Armaduras Longitudinales			Armaduras de Estribos					
	b_c	h_c	h_b	A_{st} (mm ²)	nº	d_b	ΣA_b (mm ²)	A_{te} (mm ²)	nº de ramas	d_b (mm ²)	s (mm)	$A_{te\ real}$ (mm ²)
25 (capitel)	300	500	500	4330	25	16	490.9	15.34	4	8	75	19.63
					4	1				6		
325 (capitel)	300	450	500	2906	20	16	314.2	12.27	4	8	75	19.63
					4	1				6		
625 (capitel)	300	400	500	1834	16	12	201.1	9.82	4	6	75	14.14
					4	1				6		
25 (base)	300	500	500	4330	25	16	490.9	15.34	4	8	75	19.63
					4	1				6		

Diseño de armadura transversal de corte en zona crítica Columna C25

Para el estado de carga **1,20D + 0,50L + Ev + Eh** (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de V_c coexistente con $P_{u\ min} = 161.04\ KN$, resulta de la expresión:

$$V_c = 4 v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f'_c} - 0,10} \quad ; \quad \frac{P_{u\ min}}{A_g f'_c} = 0,0429 < 0,10 \rightarrow V_c = 0\ MPa$$

siendo:

$$V_b = (0,07 + 10 \times \rho_w) \sqrt{25\ MPa}$$

Para evaluar la cuantía de la armadura longitudinal traccionada en secciones de columnas, se considera un valor aproximadamente igual al 40% de la cuantía total, es decir, $\rho_w \approx 0,40\rho$

$$\rho_w = 0,0155 \rightarrow V_b = (0,07 + 10 \times 0,0155) \sqrt{25} = 0,93\ MPa$$

Por lo tanto el valor V_c resulta:

$$V_c = 4 \times 0,93 \sqrt{\frac{161,04\ KN}{15000 \times 25} \times 1000 - 0,10}$$

$$V_c = 0\ MPa$$

El valor de la tensión nominal de corte V_n , siendo $V_{u\ máx} = 426,00\ KN$ el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga se obtiene:

$$V_n = \frac{V_{u\ máx}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad b_c = 300\ mm \quad ; \quad h_c = 500\ mm$$

$$V_n = \frac{426,00\ KN}{1 \times 300\ mm \times 0,8 \times 500\ mm} \times 10^3$$

$$V_n = 3.55\text{MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(V_n - V_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y$$

Para una separación de estribos de $s_h = 75\text{mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(3.55 - 0)\text{MPa} \times 300\text{mm} \times 75\text{mm}}{420\text{MPa}}$$

$$A_v = 190.18\text{mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) se adopta:

Estribos: 4 ramas d_b 8 ($A_{\text{real}} = 201.06\text{mm}^2$)

De acuerdo con el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado” art. 2.3.11.2.1** la separación máxima debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0.12 \rightarrow s_h$$

$$(a) s_h = 0.50b_c \text{ ó } 600\text{mm} = 0.50 \times 300\text{mm} = 150\text{mm}$$

$$(b) (V_n - V_c) > 0.07f'_c: 0.25b_c \text{ ó } 300\text{mm}$$

$$(3.55 - 0)\text{MPa} > 0.07 \times 25\text{MPa} = 1.75\text{MPa} \rightarrow s_h = 0.25 \times 300\text{mm} = 75\text{mm}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 75\text{mm}$

Por otro lado, se verifica que:

$$V_n < 0.16 f'_c \text{ ó } 0.85\sqrt{f'_c}$$

$$V_n = 3.55\text{MPa} < 0.16 \times 25\text{MPa} = 4.0\text{MPa}$$

$$V_n = 3.55\text{MPa} < 0.85 \times \sqrt{25} = 4.25\text{MPa}$$

Las limitaciones de la tensión nominal de corte son las mismas que para vigas. Por otro lado, los requerimientos de confinamiento pueden ser mayores que los de corte.

La separación máxima permitida por confinamiento en zonas críticas debe ser:

$$s_h < 6d_b \text{ ó } s_h < \frac{1}{4} (h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de las armaduras longitudinales de la columna es: $d_b = 25\text{mm} \rightarrow s_h < 6 \times 25\text{mm} = 150\text{mm}$

Por otro lado $b_c = 300\text{mm} \rightarrow s_h < \frac{1}{4} \times 300\text{mm} = 75\text{mm}$

La separación adoptada $s_h = 75\text{mm}$ verifica todas las condiciones

Diseño armadura transversal de corte en zona normal Columna C25

Para el estado de carga $1,20D + 0,50L + E_H + E_V$ correspondiente a la dirección X, el valor de V_c coexistente con $P_{u \text{ min}} = 161.04 \text{ KN}$, resulta de la expresión siguiente:

$$V_c = \left[1 + \frac{12P_{u \text{ min}}}{A_g f'_c} \right] V_b \quad ; \quad \frac{P_{u \text{ min}}}{A_g f'_c} = 0.0429 < 0.10$$

$$V_c = \left[1 + \frac{12 \times 161.04\text{KN}}{150000\text{mm}^2 \times 25\text{MPa}} \times 10^3 \right] \times 0.93\text{MPa}$$

$$V_c = 1.41\text{MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte V_n , siendo $V_{u \text{ máx}} = 426\text{KN}$ el esfuerzo de corte de diseño para este estado de carga, se obtiene:

$$V_n = \frac{V_{u \text{ máx}}}{\phi b_c 0.8 h_c}$$

$$\phi = 1 \quad b_c = 300\text{mm} \quad ; \quad h_c = 500\text{mm}$$

$$V_n = \frac{426.00 \text{ KN}}{1 \times 300\text{mm} \times 0.8 \times 500\text{mm}} \times 10^3$$

$$V_n = 3.55\text{MPa}$$

La armadura resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(V_n - V_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

Para una separación de estribos $s_h = 120\text{mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(3.55 - 1.41)\text{MPa} \times 300\text{mm} \times 120\text{mm}}{420\text{MPa}}$$

$$A_v = 183.43\text{mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) en la zona normal de la columna C25 resulta ser igual que la correspondiente a la zona crítica, sólo que con una separación $s_h = 120\text{mm}$, es decir:

$$\text{Estribos: 4 ramas } d_b \text{ 8 (A}_{\text{real}} = 201.06\text{mm}^2)$$

Diseño de armadura transversal de corte en zona crítica Columna C325

Para el estado de carga **1,20D + 0,50L + Ev + EH** (estado más desfavorable), correspondiente a la dirección X, el valor de V_c coexistente con $P_{u\min} = 90.71 \text{ KN}$, resulta de la expresión:

$$V_c = 4 v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f'_c} - 0,10} \quad ; \quad \frac{P_{u\min}}{A_g f'_c} = 0,0268 < 0,10 \rightarrow V_c = 0 \text{ MPa}$$

siendo:

$$V_b = (0,07 + 10 \times \rho_w) \sqrt{25} \text{ MPa}$$

Para evaluar la cuantía de la armadura longitudinal traccionada en secciones de columnas, se considera un valor aproximadamente igual al 40% de la cuantía total, es decir, $\rho_w \approx 0,40\rho$

$$\rho_w = 0,0155 \rightarrow V_b = (0,07 + 10 \times 0,0155) \sqrt{25} = 0,93 \text{ MPa}$$

Por lo tanto el valor V_c resulta:

$$V_c = 4 \times 0,93 \sqrt{\frac{90,71 \text{ KN}}{135000 \times 25} \times 1000 - 0,10}$$

$$V_c = 0 \text{ MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte V_n , siendo $V_{u\max} = 173,00 \text{ KN}$ el esfuerzo de corte de diseño para ese estado de carga se obtiene:

$$V_n = \frac{V_{u\max}}{\phi b_c 0,8 h_c}$$

donde:

$$\phi = 1 \quad b_c = 300 \text{ mm} \quad ; \quad h_c = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = \frac{176,00 \text{ KN}}{1 \times 300 \text{ mm} \times 0,8 \times 450 \text{ mm}} \times 10^3$$

$$V_n = 1,63 \text{ MPa}$$

La armadura transversal resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(V_n - V_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

donde:

$$f_{yt} = f_y$$

Para una separación de estribos de $s_h = 75 \text{ mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(1.63 - 0)\text{MPa} \times 300\text{mm} \times 75\text{mm}}{420\text{MPa}}$$

$$A_v = 87.30\text{mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) se adopta:

Estribos: 4 ramas d_b 6 ($A_{\text{real}} = 113.09\text{mm}^2$)

De acuerdo con el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado” art. 2.3.11.2.1** la separación máxima debe cumplir con:

$$\frac{P_u}{A_g f'_c} < 0.12 \rightarrow s_h$$

$$(a) s_h = 0.50b_c \text{ ó } 600\text{mm} = 0.50 \times 300\text{mm} = 150\text{mm}$$

$$(b) (V_n - V_c) > 0.07f'_c: 0.25b_c \text{ ó } 300\text{mm}$$

$$(1.63 - 0)\text{MPa} < 0.07 \times 25\text{MPa} = 1.75\text{MPa} \rightarrow s_h = 0.50 \times 300\text{mm} = 150\text{mm}$$

Por lo tanto, la máxima separación permitida por el Reglamento es $s_h \leq 150\text{mm}$

Por otro lado, se verifica que:

$$V_n < 0.16 f'_c \text{ ó } 0.85\sqrt{f'_c}$$

$$V_n = 1.63\text{MPa} < 0.16 \times 25\text{MPa} = 4.0\text{MPa}$$

$$V_n = 1.63\text{MPa} < 0.85 \times \sqrt{25} = 4.25\text{MPa}$$

Las limitaciones de la tensión nominal de corte son las mismas que para vigas. Por otro lado, los requerimientos de confinamiento pueden ser mayores que los de corte.

La separación máxima permitida por confinamiento en zonas críticas debe ser:

$$s_h < 6d_b \text{ ó } s_h < \frac{1}{4} (h_c \text{ ó } b_c)$$

Teniendo en cuenta que el diámetro de las armaduras longitudinales de la columna es: $d_b = 20\text{mm} \rightarrow s_h < 6 \times 20\text{mm} = 10\text{mm}$

$$\text{Por otro lado } b_c = 300\text{mm} \rightarrow s_h < \frac{1}{4} \times 300\text{mm} = 75\text{mm}$$

La separación adoptada $s_h = 75\text{mm}$ verifica todas las condiciones

Diseño armadura transversal de corte en zona normal Columna C325 (sección capitel)

Para el estado de carga **1,20D + 0,50L + E_H + E_v** correspondiente a la dirección X, el valor de V_c coexistente con $P_{u \text{ min}} = 90.71 \text{ KN}$, resulta de la expresión siguiente:

$$V_c = \left[1 + \frac{12P_{u\text{mín}}}{A_g f'_c} \right] V_b ; \frac{P_{u\text{mín}}}{A_g f'_c} = 0.0268 < 0.10$$

$$V_c = \left[1 + \frac{12 \times 90.71 \text{KN}}{135000 \text{mm}^2 \times 25 \text{MPa}} \times 10^3 \right] \times 0.93 \text{MPa}$$

$$V_c = 0.30 \text{MPa}$$

El valor de la tensión nominal de corte V_n , siendo $V_{u\text{máx}} = 173.00 \text{KN}$ el esfuerzo de corte de diseño para este estado de carga, se obtiene:

$$V_n = \frac{V_{u\text{máx}}}{\phi b_c 0.8 h_c}$$

$$\phi = 1 \quad b_c = 300 \text{mm} \quad ; \quad h_c = 450 \text{mm}$$

$$V_n = \frac{173.00 \text{KN}}{1 \times 300 \text{mm} \times 0.8 \times 450 \text{mm}} \times 10^3$$

$$V_n = 1.60 \text{MPa}$$

La armadura resultante de corte se obtiene mediante:

$$A_v = \frac{(V_n - V_c) b_c s_h}{f_{yt}}$$

Para una separación de estribos $s_h = 120 \text{mm}$, resulta:

$$A_v = \frac{(1.60 - 0.30) \text{MPa} \times 300 \text{mm} \times 120 \text{mm}}{420 \text{MPa}}$$

$$A_v = 111.43 \text{mm}^2$$

La integración de la armadura transversal (estribos) en la zona normal de la columna C25 resulta ser igual que la correspondiente a la zona crítica, sólo que con una separación $s_h = 120 \text{mm}$, es decir:

Estribos: 2 ramas $d_b 8$ + 2 ramas $d_b 6$ ($A_{\text{real}} = 157.08 \text{mm}^2$)

DISEÑO DE NUDO VIGA-COLUMNA

El nudo viga columna es el elemento que le brinda a los pórticos la rigidez necesaria para resistir las acciones sísmicas laterales; para ello debe ser capaz de transmitir los momentos que viajan de las vigas a las columnas y viceversa, lo mismo con el corte.

Ancho efectivo del nudo

El ancho efectivo del nudo b_j deberá tomarse como:

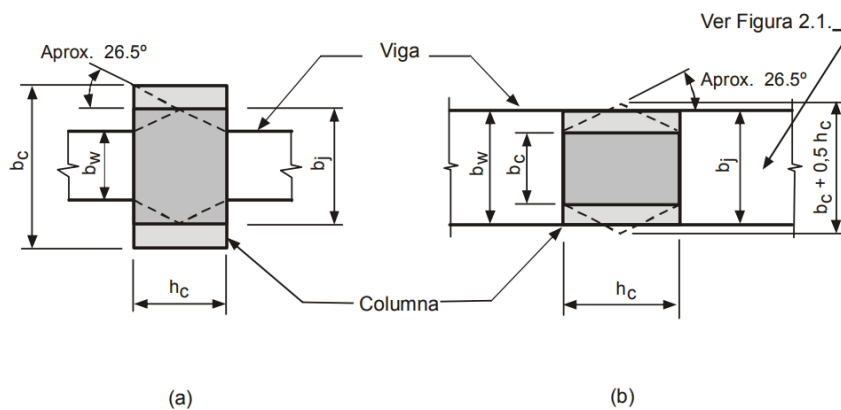
- a) Cuando $b_c > b_w$, el menor de:

$$b_j = b_c \quad \text{o} \quad b_j = b_w + 0.50 h_c$$

- b) Cuando $b_c < b_w$, el menor de:

$$b_j = b_w \quad \text{o} \quad b_j = b_c + 0.50 h_c$$

Fig. 23: Nudo Viga-Columna



Para el caso del pórtico X-5 se muestra la planilla siguiente con los anchos efectivos de los muros.

Tabla 28: Ancho efectivo de nudo viga

Nivel	b_j				
	C25		C26		C27
Planta Baja	30	Viga 21	30	Viga 22	30
3º Piso	30	Viga 321	30	Viga 322	30
6º Piso	30	Viga 621	30	Viga 622	30

Limitación de la tensión nominal horizontal de corte

Se especifica un límite superior de la tensión horizontal nominal de corte a través de un área efectiva, para salvaguardar al hormigón del núcleo de tensiones excesivas de compresión diagonal.

La tensión nominal de corte está dada por:

$$V_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c}$$

La tensión V_{jh} cuando se emplea hormigones con $f'_c \leq 30\text{MPa}$, que es el caso que nos ocupa ($f'_c = 25\text{MPa}$) debe cumplir la siguiente condición:

$$v_{jh} < 0,16 f'_c$$

El esfuerzo de corte horizontal v_{jh} en el nudo, se calcula considerando la capacidad flexional de la sección extrema de la viga que ocurre al nudo, excepto en los caso que se permite que se rote la sección extrema de la columna, que no es nuestro caso. Se debe tomar $\phi = 1$

Para el caso de nudos externos con rotulas plásticas en las secciones extremas de vigas v_{jh} se calcula como:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y A_s - V_u$$

La verificación de la tensión nominal horizontal de corte v_{jh} de los nudos vigas-columnas de los niveles 1, 3 y 6 delos pórtico X5 se resume en la planilla **29**.

Anclaje

El diámetro de las barras longitudinales de vigas pasantes a través de nudos interiores deberá ser como máximo igual a $h_c/25$

Teniendo en cuenta que los diámetros máximos de las armaduras longitudinales flexionales empleados de las vigas de los pórticos X5 e Y11 en los diferentes niveles resultaron:

Nivel 1: $d_{b \max} = 20\text{mm}$

$$h_c = 500\text{mm} \rightarrow \frac{h_c}{25} = 20\text{mm}$$

Nivel 3: $d_{b \max} = 20\text{mm}$

$$h_c = 500\text{mm} \rightarrow \frac{h_c}{25} = 20\text{mm}$$

Nivel 6: $d_{b \max} = 12\text{mm}$

$$h_c = 400\text{mm} \rightarrow \frac{h_c}{25} = 16\text{mm}$$

Se observa que en todos lados los niveles se verifica la restricción impuesta por el Reglamento.

La limitación del diámetro máximo de las barras longitudinales de vigas intenta prevenir una pérdida excesiva de adherencia de las barras dentro del nudo

Armadura transversal

La resistencia la corte en un nudo viga-columna antes cargas horizontales monótonicamente crecientes esta provista por dos mecanismos: un mecanismo de biela y un mecanismo de celosía. El primer mecanismo está compuesto por una biela de hormigos que atraviesa diagonalmente el nudo. Esta biela es capaz de equilibrar las compresiones transmitidas por el hormigón de vigas y columnas y una parte del esfuerzo de corte transmitido por las barras longitudinales dentro del ancho de la biela. El mecanismo de celosía transmite los esfuerzos de las barras longitudinales de vigas y columnas mediante un campo en compresión diagonal provisto por armaduras horizontales y verticales que equilibran las compresión generadas en las bielas comprendidas entre grietas.

Existe una importante controversia en relación con la función de las armaduras horizontales en un nudo.

Tabla 29: NUDOS VIGA-COLUMNA - (Niveles 1; 3 y 6- Pórtico X5)

VIGA	Dimensiones (mm)			Ancho efectivo nudo	Integración de Armaduras Longitudinales de vigas				Factor de sobrerresistencia ϕ		Tensión nominal horizontal de corte en el nudo							
	ancho alma	ancho col.	altura col.		b_j (mm)	Arriba		Abajo		A'_s (mm ²)	A_s (mm ²)	Sismo izquierda	Sismo derecha	V_E (KN)	$V_{u\text{col}}$ (KN)	f_y (MPa)	λ_o	V_{jh} (KN)
	b_w	b_c	h_c	nº		d_b	nº	d_b										
21	300	450	500	300	2	20	2	20	1231	1231	1.36	1.36	168.4	426	420	1.4	297.8	1.99
					3	16	3	16									432.6	2.88
321	300	450	500	300	2	20	2	20	1030	1030	1.57	1.40	144.8	173	420	1.4	168.7	1.12
					2	16	2	16									432.6	2.88
621	300	450	500	300	2	12	2	12	339	339	2.49	2.49	63.54	30.63	420	1.4	168.7	1.12
					1	12	1	12									168.7	1.12

FUNDACIONES

Criterios generales para el diseño

El sistema de fundación deberá ser capaz de soportar las cargas gravitatorias manteniendo el mecanismo de colapso adoptado.

Se deberá tender, en la medida de lo posible, a que la disipación de energía sísmica, y por lo tanto el mecanismo de colapso elegido, este restringido solamente a la superestructura. Excepcionalmente podrá aceptarse que la disipación de energía sísmica, se concentre total o parcialmente en el sistema de fundación.

Clasificación

Las fundaciones se clasifican de acuerdo con el tipo de respuesta esperada para la superestructura y para las fundaciones en:

- a) Fundaciones para superestructuras con respuesta dúctil.
- b) Fundaciones para superestructuras con respuesta elástica.
- c) Fundaciones para estructuras con respuesta dúctil.

Se consideran superestructuras con respuesta dúctil a aquéllas donde el mecanismo de colapso elegido sólo se desarrolla en la superestructura.

Se consideran estructuras con respuesta dúctil a aquéllas donde el mecanismo de colapso elegido se desarrolla en el conjunto superestructura – fundación.

Fundaciones para superestructuras con respuesta dúctil.

En el caso de las superestructuras con respuesta dúctil, las fundaciones deberán ser capaces de transmitir al terreno, las solicitaciones correspondientes a la capacidad lateral de la superestructura considerando las cargas gravitatorias mayoradas. En este caso, la respuesta de las fundaciones deberá desarrollarse en el campo elástico debiéndose cumplir con los requerimientos especificados en el Capítulo 15 del **Reglamento CIRSOC 201-2005**, con un factor de reducción de resistencia $\phi = 1.00$, excepto en el caso de pilotes donde deberá cumplirse lo especificado en el artículo 6.6. Las solicitaciones determinadas por capacidad no necesitan ser mayoradas que las que corresponderían a la respuesta elástica de la superestructura dividida en el correspondiente factor de reducción de resistencia ϕ

Fundaciones para superestructuras con respuesta elástica.

En el caso de superestructuras con respuesta elástica, podrán diseñarse las fundaciones para que respondan elásticamente, de forma dúctil, o por medio de un giro rígido en la superficie de contacto entre la fundación y el terreno en el caso de fundaciones de tabiques sismorresistentes.

- **Fundaciones con respuesta elástica**

Las fundaciones con respuesta elástica deberán diseñarse de acuerdo con los requerimientos establecidos en el Capítulo 15 del Reglamento CIRSOC 201-2005 teniendo en cuenta los factores correspondientes de reducción de resistencia ϕ

- **Fundaciones con respuesta dúctil**

Para el diseño de los elementos de fundaciones con respuesta dúctil, se aplicarán todos los requerimientos especificados en los capítulos 1, 2 y 3 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”** según corresponda. En este caso, para la determinación de la resistencia requerida en la superestructura, se aplicaran los requerimientos del diseño por capacidad, de forma de garantizar que la superestructura sea capaz de resistir, dentro del campo elástico, las solicitaciones provenientes de la capacidad de la fundación, teniendo en cuenta los efectos de los modos de vibración en cada una de las solicitaciones.

- **Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido**

Para el caso de fundaciones de tabiques sismorresistentes se admitirá que los tabiques limiten las acciones sísmicas mediante un giro rígido de la fundación, siempre que los esfuerzos verticales de diseño se determinen teniendo en cuenta las cargas gravitatorias mayoradas y las contribuciones debidas a la capacidad de las losas adyacentes, vigas y otros elementos que pudieran entrar en fluencia debido al giro rígido del tabique, además de todas las aceleraciones inducidas en la superestructura como consecuencia de dicho giro.

Fundaciones para estructuras con respuesta dúctil.

Se admitirá que la disipación total de la energía sísmica se logre mediante un mecanismo de colapso que involucre la plastificación de elementos de la superestructura y de las fundaciones simultáneamente. En tal caso, cuando la ductilidad global adoptada para la estructura sea mayor o igual a 3 ($\mu \geq 3$), los elementos de las fundaciones deberán cumplir con los requerimientos establecidos en los capítulos 1, 2 y 3 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005, Parte II “Construcciones de hormigón armado”**. En caso contrario, deberán cumplir con los establecidos en el capítulo 7.

En nuestro caso se adopta una **“Fundación para superestructura con respuesta dúctil”**.

Diseño de la Fundación

La función de la misma es transmitir la carga de las columnas al suelo, la fundación adoptada es: Zapata corrida de hormigón armado bajo columnas.

Es una fundación continua, que se encuentra bajo una línea de columna, usada en suelos de baja capacidad portante.

El suelo tiene un comportamiento ante la presencia de cargas, este depende de la longitud elástica (l_e)

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E J}{C b_v}}$$

Si $\frac{\pi}{2} l_e + C1 < L$ Viga sobre lecho elástico (viga flexible)

Si $\frac{\pi}{2} l_e + C1 \geq L$ Viga de Fundación (viga rígida)

donde:

J = momento de inercia de la sección transversal.

E = módulo de elasticidad del material de la viga de fundación en este caso un hormigón H-25 (KN/m²)

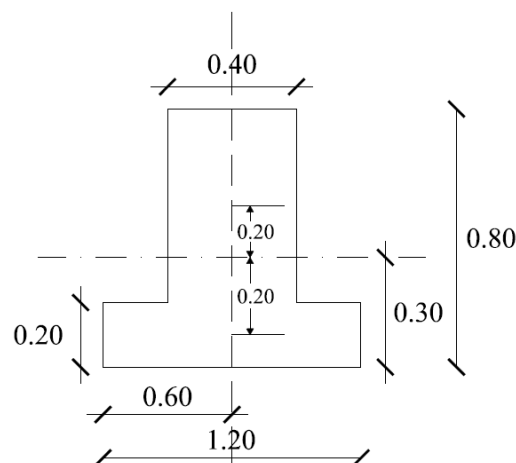
b_v = ancho de la fundación (m)

C = coeficiente de balasto del suelo (KN/m³)

C1 = ancho de columna (m)

L = luz promedio de vigas entre ejes de columnas (m)

Fig. 24: Sección Viga de Fundación



Para el cálculo del módulo resistente, centro de gravedad y posteriormente el momento de inercia de la sección T invertida de la viga se divide en dos rectángulos cuya área son A1 y A2

Tabla 30: Dimensiones de viga de fundación

Sección	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	y (cm)	S (cm ³)	YG (cm)	I _x (cm ⁴)	d1/d2 (cm)	I _{x1} /I _{x2} (cm ⁴)	I _{xt} (cm ⁴)
A1	40	60	2400.0	50	120000.0	30	720000.0	20	1680000.0	2720000.0
A2	120	20	2400.0	10	24000.0		80000.0	20	1040000.0	
			4800.0		144000.0					

$$I_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 10509519.49 \text{ KN} \times 0.0272 \text{ m}^4 \text{ m}^3}{19613.00 \text{ KN m}^2 \times 1.20 \text{ m}}} = 2.64 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e + C1 = \frac{\pi}{2} \times 2.64\text{m} + 0.50\text{m} = 4.65\text{m} > 4.28\text{m}$$

Como $\frac{\pi}{2} l_e + C1 \geq L$ la viga se calcula como viga de fundación. Con esta solución se controla la expansibilidad de la arcilla por su altura, y también se controla mejor el asentamiento.

Tabla 31: Dimensionado de la viga de Fundación

Columna	P(KN)	Peso Unitario Hº (KN/m³)	Area sección transversal viga (m²)	Longitud de influencia (m)	Ancho viga fundación (m)	Tensión trabajo suelo (KN/m²)	Tensión trabajo suelo (Kg/cm²)
C25	500.54	25	0.40	2.60	1.20	135.01	1.38
C26	801.59	25	0.40	4.10	1.20	137.01	1.40
C27	1108.56	25	0.40	4.10	1.20	186.92	1.91
C28	1435.03	25	0.40	4.70	1.20	210.22	2.14
C29	1281.34	25	0.40	4.70	1.20	188.42	1.92
C30	1413.43	25	0.40	4.70	1.20	207.15	2.11
C31	1126.41	25	0.40	4.10	1.20	189.82	1.94
C32	919.45	25	0.40	4.10	1.20	156.17	1.59
C33	500.54	25	0.40	2.60	1.20	135.01	1.38

Momentos flectores de diseño totales de provocados por la combinación de carga más desfavorable: $1.2D + 0.5L + E_v + E_h$

Tramo $M_u = -654.40\text{KNm}$

Apoyo $M_u = 802.40\text{KNm}$

Valores de esfuerzo de corte

Apoyo $V_u = 395.36\text{KN}$

Tramo $V_u = 389.51\text{KN}$

Diseño de la armadura longitudinal

De acuerdo a las solicitaciones obtenidas se puede desarrollar el diseño de la armadura longitudinal, considerando la siguiente distribución de armaduras:

Tramo $M_u = -654.40\text{KNm}$ (define la armadura superior)

Apoyo $M_u = 802.40\text{KNm}$ (define la armadura inferior)

$b = 120\text{cm}$

$h = 80\text{cm}$

$d = 75\text{cm}$

Armadura Superior:

$M_n = M_u / 0.90 = 654.40\text{KNm} / 0.90 = 727.11\text{KNm}$

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{bw}}} = \frac{0.75}{\sqrt{\frac{0.72}{1.20}}} = 0.97$$

A continuación con el valor de Kd se entra en la siguiente tabla (para un hormigón H-25) y se obtiene el valor Ke.

$$K_e = 24.46$$

Una vez obtenido el valor Ke, con la siguiente fórmula se calcula la armadura:

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = k_e \text{ (cm}^2\text{/MN)} \cdot \frac{M_n \text{ (MNm)}}{d \text{ (m)}}$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 24.46 \times \frac{0.72}{0.75} = 29.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asmín: } \frac{1.8}{1000} \times 120 \times 80 = 17.30 \text{ cm}^2$$

Se adopta 15d_b 16

Armadura inferior:

$$M_n = M_u / 0.90 = \text{KNm} / 0.90 = 891.55 \text{KNm}$$

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b_w}}} = \frac{0.75}{\sqrt{\frac{0.89}{1.20}}} = 0.87$$

A continuación con el valor de Kd se entra en la siguiente tabla (para un hormigón H-25) y se obtiene el valor Ke.

$$K_e = 24.64$$

Una vez obtenido el valor Ke, con la siguiente fórmula se calcula la armadura:

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = k_e \text{ (cm}^2\text{/MN)} \cdot \frac{M_n \text{ (MNm)}}{d \text{ (m)}}$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 24.64 \times \frac{0.89}{0.75} = 29.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asmín.: } \frac{1.80}{1000} \times 120 \times 75 = 29.97 \text{ cm}^2$$

Se adopta 15d_b 16

Diseño de la armadura transversal

$$\text{Apoyo } V_u = 395.36 \text{KN}$$

$$\text{Tramo } V_u = 389.51 \text{KN}$$

$$V_n = V_u / \phi = 395.36 \text{KN} / 0.75 = 527.15 \text{KN}$$

Resistencia aportada por el hormigón:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 0.4 \times 0.75 \times 1000 = 250 \text{KN}$$

$$V_s = V_n - V_c = 527.15 - 250.0 = 277.15 \text{KN}$$

Por lo tanto el área de estribos por metro se calcula con la siguiente expresión:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s \times 10}{d \times f_y} = \frac{277.15 \times 10}{0.75 \times 420} = 8.79 \text{cm}^2$$

Se adopta 4 ramas 1d_b8 c/10cm

Según el capítulo 11.5.5.3 del Cirsoc 201/05 la separación s de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

- ≤ d/2 en elementos no pretensados
- ≤ 3h/4 en elementos pretensados
- ≤ 40cm

En el plano se especifica un detalle de armado de la viga de fundación.

LOSAS

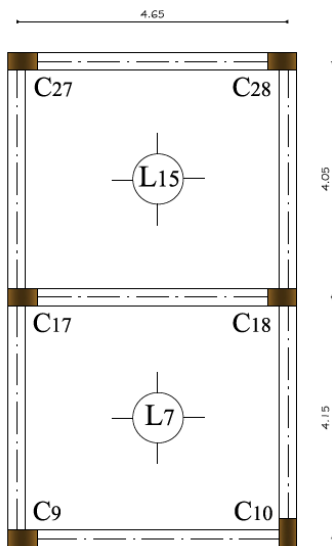
Diseño de Losas

Las losas son elementos estructurales de dos dimensiones predominantes y de pequeño espesor, que reciben en forma normal a su plano las cargas de entrepiso y que separan un piso de otro construidos monolíticamente. En nuestro caso son losas macizas armadas en una dirección o dos, dependiendo el caso, y el mismo espesor para todos los niveles.

Para la utilización de los esfuerzos de las losas macizas en dos direcciones se seleccionó la utilización de las tablas de Bares.

Se eligió dos paños intermedios de la losa de planta baja, cuyas dimensiones son las siguientes:

Fig. 25: Losas Continuas



Según el capítulo **9.5.3.3** del Reglamento Argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201 verificaremos si el espesor cumple con lo requerido de este capítulo.

Relación de luces

$$\beta = \frac{4.65}{4.05} = 1.15 \rightarrow \text{losa en dos direcciones}$$

Altura mínima

Supongo $\alpha_m > 2$ para lo cual:

$$h \geq \frac{l_n \left(0.80 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h \geq \frac{4650\text{mm} \times \left(0.80 + \frac{420\text{MPa}}{1400}\right)}{36 + 9 \times 1.15} = 110\text{mm}$$

El espesor de 15cm sería suficiente.

Verificación de relación de rigideces

Momento de inercia de la viga:

$$\frac{b}{b_w} = \frac{120}{30} = 4$$

$$\frac{t}{h} = \frac{15}{50} = 0.30 \quad ; \quad f = 1.70$$

$$I_b = \frac{30 \times 50^3}{12} \times 1.7 = 531250\text{cm}^4$$

$$I_{\text{losa } x-x} = \frac{465\text{cm} \times 15^2\text{cm}^2}{12} = 130781.25\text{ cm}^4$$

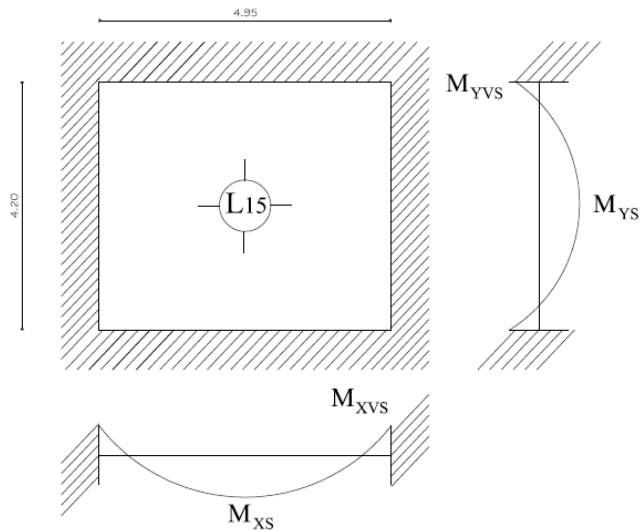
$$I_{\text{losa } y-y} = \frac{405\text{cm} \times 15^2\text{cm}^2}{12} = 113906.25\text{ cm}^4$$

$$\alpha_{x-x} = \frac{I_b}{I_{\text{losa } x-x}} = \frac{531250}{130781.25} = 4.06$$

$$\alpha_{y-y} = \frac{I_b}{I_{\text{losa } y-y}} = \frac{531250}{113906.25} = 4.66 \quad \rightarrow \quad \alpha_m = \frac{4.06 + 4.66}{2} = 4.36 > 2$$

Carga última

$$q = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 538 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 1.6 \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 9.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Evaluación de Momentos**Ilustración 26: Diagrama de Momentos de Losa 15**

$$Y = \frac{4.20}{4.95} = 0.85 =$$

$$M_{xS} = 0.0269 q a^2 = 0.0269 \times 9.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} 4.95^2 \text{ m}^2 = 6.39 \text{ KNm/m}$$

$$M_{xVS} = 0.0631 q a^2 = 0.0631 \times 9.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} 4.95^2 \text{ m}^2 = 15.00 \text{ KNm/m}$$

$$M_{yS} = 0.0139 q b^2 = 0.0139 \times 9.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} 4.20^2 \text{ m}^2 = 2.38 \text{ KNm/m}$$

$$M_{yVS} = 0.040 q b^2 = 0.0400 \times 9.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} 4.20^2 \text{ m}^2 = 6.84 \text{ KNm/m}$$

Antes de comenzar con la obtención de armaduras hay que tener en cuenta las pautas reglamentarias como ser:

Máxima separación (s_1) de la armadura principal según capítulo 7.6.5 del CIRSOC 201/2005

- 2.5 veces el espesor de la losa
- $25d_b$ de la barra o alambre de menor diámetro
- 300mm

También hay que tener en cuenta el artículo 7.12 del reglamento mencionado anteriormente con respecto a la armadura de contracción y temperatura, que la cuantía debe ser de 0.0018. Debido a requisitos reglamentarios la mayoría de la armadura queda dimensionada por cuantía mínima.

Con los esfuerzos obtenidos con la ayuda de la tabla de Bares, se procede a la obtención de la armadura.

Cálculo de armaduras

Tabla 32: Cálculo de Armadura dirección X

DATOS										
LOSAS	a (m)	b (m)	tabla	Mxs/Mxvs	q (KN/m)	hf (m)	dx (m)	bw (m)	f'c (Mpa)	fy (Mpa)
L17										
TRAMO	4.95	4.20	1.10	0.0269	9.70	0.15	0.11	1.00	25	420
APOYO	4.95	4.20	1.10	0.0631	9.70	0.15	0.11	1.00	25	420

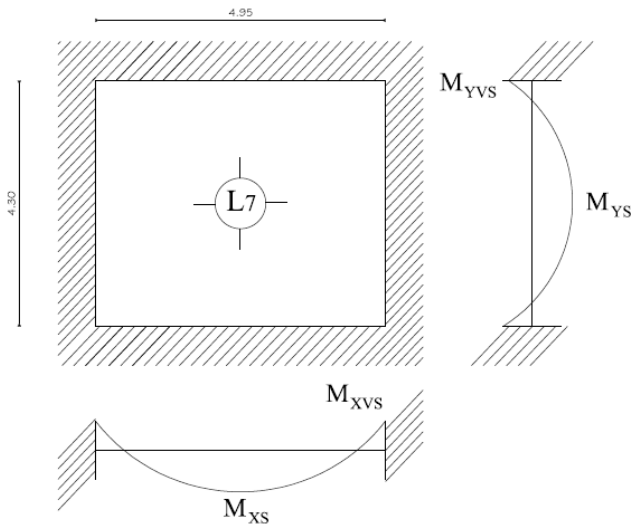
CALCULOS											
LOSAS	gama	Mxu max	Mxn max	Kdx	β_1	Kc	Kz	Ke	As (cm ² /m)	As mín (cm ² /m)	As (cm ² /m)*
L1											
TRAMO	0.85	6.39	7.10	1.09	0.85	0.05	0.98	24.30	1.56	2.70	2.70
APOYO	0.85	15.00	16.66	0.65	0.85	0.14	0.94	25.30	3.73	2.70	3.73

Tabla 33: Cálculo de Armadura Dirección Y

DATOS										
LOSAS	a (m)	b (m)	tabla	Mys/Myvs	q (KN/m)	hf (m)	dy (m)	bw (m)	f'c (Mpa)	fy (Mpa)
L1										
TRAMO	4.95	4.20	1.10	0.0139	9.70	0.15	0.12	1.00	25	420
APOYO	4.95	4.20	1.10	0.0400	9.70	0.15	0.12	1.00	25	420

CALCULOS											
LOSAS	gama	Myu max	Myn max	Kdy	β_1	Kc	Kz	Ke	As (cm ² /m)	As mín (cm ² /m)	As (cm ² /m)*
L1											
TRAMO	0.85	2.38	2.64	1.09	0.85	0.05	0.98	24.30	0.53	2.70	2.70
APOYO	0.85	6.84	7.60	0.70	0.85	0.12	0.95	25.08	1.53	2.70	2.70

Ilustración 27: Diagrama de Momentos de Losas 7



$$Y = \frac{4.30}{4.95} = 0.87 =$$

$$M_{XS} = 0.0247 q a^2 = 0.0247 \times 9.7 \frac{KN}{m^2} \times 4.95^2 m^2 = 5.87 KNm/m$$

$$M_{XVS} = 0.0593 q a^2 = 0.0593 \times 9.7 \frac{KN}{m^2} \times 4.95^2 m^2 = 14.09 KNm/m$$

$$M_{YS} = 0.0160 q b^2 = 0.0160 \times 9.7 \frac{KN}{m^2} \times 4.30^2 m^2 = 2.87 KNm/m$$

$$M_{YVS} = 0.0440 q b^2 = 0.0440 \times 9.7 \frac{KN}{m^2} \times 4.30^2 m^2 = 7.87 KNm/m$$

Tabla 34: Cálculo de la Armadura Dirección X

DATOS										
LOSAS	a (m)	b (m)	tabla	Mxs/Mxvs	q (KN/m)	hf (m)	dx (m)	bw (m)	f'c (Mpa)	fy (Mpa)
L17										
TRAMO	4.95	4.30	1.10	0.0247	9.70	0.15	0.11	1.00	25	420
APOYO	4.95	4.30	1.10	0.0593	9.70	0.15	0.11	1.00	25	420

CALCULOS											
LOSAS	gama	Mxu max	Mxn max	Kdx	β1	Kc	Kz	Ke	As (cm^2/m)	As mín (cm^2/m)	As (cm^2/m)*
L1											
TRAMO	0.85	5.87	6.52	1.09	0.85	0.05	0.98	24.30	1.99	2.16	2.16
APOYO	0.85	14.09	15.66	0.65	0.85	0.14	0.94	25.30	4.97	2.16	4.97

Tabla 35: Cálculo de la armadura dirección Y

DATOS										
LOSAS	a (m)	b (m)	tabla	Mys/Myvs	q (KN/m)	hf (m)	dy (m)	bw (m)	f'c (Mpa)	fy (Mpa)
L1										
TRAMO	4.95	4.30	1.10	0.0160	9.70	0.15	0.12	1.00	25	420
APOYO	4.95	4.30	1.10	0.0440	9.70	0.15	0.12	1.00	25	420

CALCULOS											
LOSAS	gama	Myu max	Myn max	Kdy	$\beta 1$	Kc	Kz	Ke	As (cm ² /m)	As mín (cm ² /m)	As (cm ² /m)*
L1											
TRAMO	0.85	2.87	3.19	1.09	0.85	0.05	0.98	24.30	0.85	2.16	2.16
APOYO	0.85	7.89	8.77	0.70	0.85	0.12	0.95	25.08	2.38	2.16	2.38

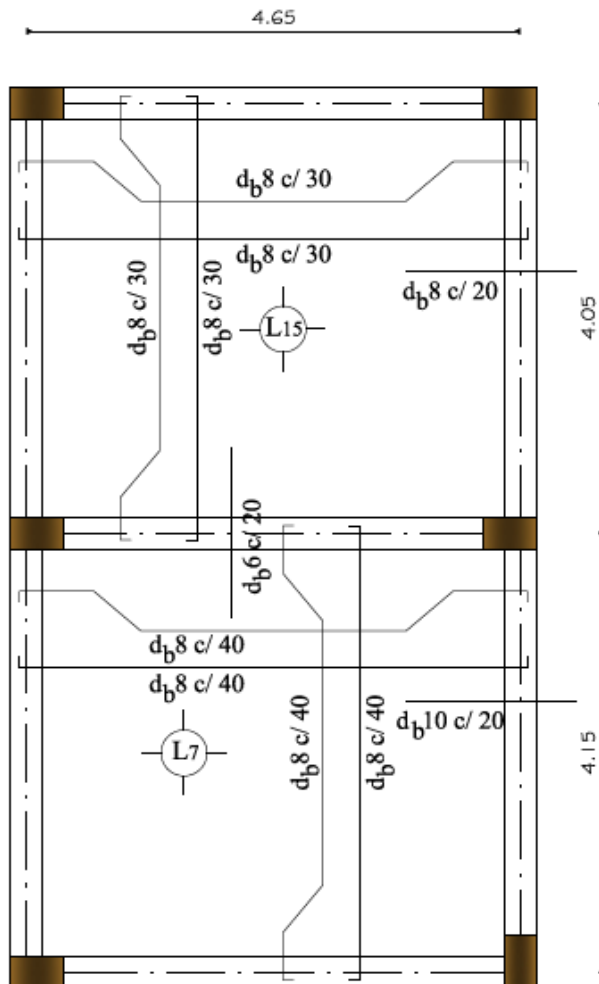


Fig. 28: DETALLE DE ARMADURAS DOBLADAS EN LOSA CONTINUA

Capítulo 6: CÁLCULO DE LA INSTALACIÓN ELÉCTRICA

A continuación se procede a realizar el diseño y cálculo de la Instalación Eléctrica con su correspondiente Memoria Técnica Descriptiva del Proyecto de un Edificio Multifamiliar y Oficinas, el mismo consta de 32 Unidades Funcionales, 26 departamentos y 6 oficinas, con espacios comunes en todas sus plantas, está diseñado en 8 niveles con una altura máxima de 26,70 mts., y una superficie cubierta aproximada de 8260,00 m².

Para la ejecución del presente proyecto se emplean las secciones 771 y 701 de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en Inmuebles AEA 90364 – Parte 7.

Antes de iniciar es necesario saber que si bien es un edificio mixto donde se proyectaron viviendas y oficinas, cada tipo de inmueble debe ser analizado por separado y además se proyectará una alimentación eléctrica para cada unidad funcional y espacios comunes.

Grado de Electrificación.

Como primer paso se procede a obtener el Grado de Electrificación. A continuación se define el concepto del mismo:

Este concepto se introduce en el Reglamento a los efectos de determinar en un inmueble el número mínimo de circuitos y el número mínimo de puntos de utilización que se deben considerar para que la instalación sea segura, funcional y confortable. El Grado de Electrificación surge de estimaciones estadísticas. Y se debe obtener para cada unidad funcional según corresponda.

Se basa en dos criterios que se evalúan de forma iterativa:

Superficie

Con la superficie del inmueble (superficie cubierta más el 50% de la superficie semicubierta) se determina el grado de electrificación según tabla correspondiente.

- Superficie cubierta: total de la suma de las superficies parciales de los locales, entresuelos, voladizos y pórticos de un edificio, incluyendo la sección horizontal de los muros y tabiques de todas las plantas, hasta las líneas divisorias laterales de la parcela.
- Superficie semicubierta: Es la que tiene cerramiento en el techo y en su contorno faltan una o varias paredes, o si las tiene ellas no producen un cierre total. Según Nota 4 pág. 22 Reglamentación AEA 90364 – Parte 7.

Tabla 36: Resumen de los grados de electrificación

Grado de Electrificación	Superficie (límite de aplicación)	Demanda de potencia máxima simultánea calculada (sólo para determinar el grado de electrificación)
Mínimo	hasta 60 m ²	hasta 3,7 kVA
Medio	más de 60 m ² hasta 130 m ²	hasta 7 kVA
Elevado	más de 130 m ² hasta 200 m ²	hasta 11kVA
Superior	más de 200 m ²	más de 11 kVA

Tabla 37: Resumen de los grados de electrificación oficinas

Grado de Electrificación	Superficie (límite de aplicación)	Demanda de potencia máxima simultánea calculada (sólo para determinar el grado de electrificación)
Mínimo	hasta 30 m ²	hasta 4,5 kVA
Medio	más de 30 m ² hasta 75 m ²	hasta 7,8 kVA
Elevado	más de 75 m ² hasta 150 m ²	hasta 12,2 kVA
Superior	más de 150 m ²	más de 12,2 kVA

Demanda de Potencia Máxima Simultánea (DPMS):

Esta demanda de potencia se calcula según la sección 771.9 de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en Inmuebles AEA 90364 – Parte 7.

La demanda de potencia máxima simultánea, para el cálculo del grado de electrificación, se calculará sumando la potencia máxima simultánea de cada uno de los circuitos de uso general y especial correspondientes, tomando como mínimo para cada uno de ellos los valores siguientes:

Tabla 38: Demanda máxima de potencia simultánea

Circuito	Valor mínimo de la potencia simultánea	
	Viviendas	Oficinas y locales
Iluminación para uso general sin tomacorrientes derivados	66 % de la que resulte al considerar todos los puntos de utilización previstos, a razón de 150 VA cada uno.	100 % de la que resulte al considerar todos los puntos de utilización previstos, a razón de 150 VA cada uno.
Iluminación para uso general con tomacorrientes derivados	2200 VA por cada circuito.	
Tomacorrientes para uso general	2200 VA por cada circuito.	
Iluminación para uso especial	66 % de la que resulte al considerar todos los puntos de utilización previstos, a razón de 500 VA cada uno.	100 % de la que resulte al considerar todos los puntos de utilización previstos, a razón de 500 VA cada uno.
Tomacorriente para uso especial	3300 VA por cada circuito.	

Al resultado obtenido de la tabla anterior se le puede aplicar los siguientes coeficientes de simultaneidad de la siguiente tabla según el grado de electrificación que corresponda. Este coeficiente será válido para el valor de la Demanda de Potencia Máxima Simultánea (DPMS) pero no hará variar en menos al Grado de Electrificación predeterminado por superficie.

Tabla 39: Coeficiente de Simultaneidad

Grado de electrificación	Coeficiente de simultaneidad
Mínimo	1
Medio	0,9
Elevado	0,8
Superior	0,7

Para cada tipo de Grado de Electrificación se definirá:

- Número mínimo de circuitos y sus diferentes variantes.
- Número mínimo de puntos de utilización.
- Coeficiente de Simultaneidad.

La instalación eléctrica según el tipo de inmueble en cuestión y el grado de electrificación definido tomará dimensiones en cuanto la verificación de los números mínimos de circuitos y la cantidad mínima de puntos de utilización, dicha verificación se efectuará controlando las siguientes tablas según corresponda:

Tabla 40: Resumen de los números mínimos de circuitos de las viviendas

Grado de electrificación	Cantidad mínima de circuitos	Tipo de circuitos					
		Variante	Iluminación uso general (IUG)	Tomacorrientes uso general (TUG)	Iluminación uso especial (IUE)	Tomacorriente uso especial (TUE)	Circuito de libre elección
Mínimo	2	Única	1	1	---	---	---
Medio	3	a)	1	1	1	---	---
		b)	1	1	---	1	---
		c)	2	1	---	---	---
		d)	1	2	---	---	---
Elevado	5	Única	2	2	---	1	---
Superior	6	Única	2	2	---	1	---

Nota: Se deberá adicionar el circuito de libre elección para completar el número mínimo requerido por el grado de electrificación determinado. La denominación de libre elección se refiere a la posibilidad del empleo de cualquiera de los circuitos tipificados en 771.7.6 a), b) y c) (IUG, TUG, IUE, TUE, MBTF, APM, ATE, MBTS, ACU, ITE y OCE).

Tabla 41: Resumen de los puntos mínimos de utilización en viviendas y en locales u oficinas proyectados originalmente para vivienda.

Ambiente	Grado de electrificación	Puntos mínimos de utilización		
		IUG	TUG	TUE
Sala de estar y comedor, escritorio, estudio, biblioteca o similares, en viviendas	Mínimo	Una boca cada 18 m ² de superficie o fracción (mínimo una)	Una boca cada 6 m ² de superficie o fracción (mínimo dos)	---
	Medio			---
	Elevado			Una boca si la superficie de los ambientes supera los 36 m ²
	Superior			
Dormitorio (Superficie menor a 10 m ²)	Mínimo	Una boca	Dos bocas	---
	Medio			
	Elevado			
	Superior			
Dormitorio (Superficie igual o mayor a 10 m ² hasta 36 m ²)	Mínimo	Una boca	Tres bocas	---
	Medio			
	Elevado			
	Superior			
Dormitorio (Superficie mayor a 36 m ²)	Elevado	Dos bocas	Tres bocas	Una boca
	Superior			
Cocina	Mínimo	Una boca	Tres bocas más dos tomacorrientes	---
	Medio		Tres bocas más dos tomacorrientes	---
	Elevado	Dos bocas	Tres bocas más tres tomacorrientes	Una boca
			Cuatro bocas más tres tomacorrientes	
Baño (para toilette ver 771.8.5 n)	Mínimo	Una boca	Una boca	---
	Medio			
	Elevado			
	Superior			
Vestíbulo, garaje, hall, galería, vestidor, comedor diario o similares	Mínimo	Una boca	Una boca	---
	Medio		Una boca cada 12 m ² de superficie o fracción (mínimo una boca)	
	Elevado			
	Superior			
Pasillo, balcones, atrios o similares	Mínimo	Una boca por cada 5 m de longitud o fracción	---	---
	Medio		Una boca por cada 5 m de longitud o fracción (para pasillos de L > 2m)	
	Elevado			
	Superior			
Lavadero	Mínimo	Una boca	Una boca	---
	Medio		Dos bocas	---
	Elevado			Una boca
	Superior			

Nota: cuando se exige en forma adicional la instalación de tomacorrientes, debe interpretarse como la colocación del elemento tomacorriente, pudiendo éste ubicado en las bocas de tomacorrientes contempladas en los puntos mínimos de utilización. Si los tomacorrientes adicionales se instalan en cajas separadas, a los efectos computar la máxima cantidad de bocas que permite el circuito, se los considerará como una boca de tomacorriente que se sumará al resto de las bocas del circuito.

Tabla 42: Resumen de los números mínimos de circuitos de las oficinas y locales comerciales construidos originalmente para tal fin.

Grado de electrificación	Cantidad mínima de circuitos	Tipo de circuitos					
		Variante	Iluminación uso general (IUG)	Tomacorrientes uso general (TUG)	Iluminación uso especial (IUE)	Tomacorriente uso especial (TUE)	Circuito de libre elección
Mínimo	2	Única	1	1	---	---	---
Medio	3	a)	1	1	1	---	---
		b)	1	1	---	1	---
		c)	2	1	---	---	---
		d)	1	2	---	---	---
Elevado	5	Única	2	2	---	1	---
Superior	6	Única	2	2	---	1	---

Nota: Se deberá adicionar el circuito de libre elección para completar el número mínimo requerido por el grado de electrificación determinado. La denominación de libre elección se refiere a la posibilidad del empleo de cualquiera de los circuitos tipificados en 771.7.6 a), b) y c) (IUG, TUG, IUE, TUE, MBTF, APM, ATE, MBTS, ACU, ITE y OCE).

Tabla 43: Resumen de los puntos mínimos de utilización en oficinas y locales comerciales proyectados originalmente para tal fin.

Ambiente	Grado de electrificación	Puntos mínimos de utilización		
		IUG	TUG	TUE
Salón General	Mínimo	Una boca cada 9 m ² de superficie o fracción (mínimo una)	Una boca cada 9 m ² de superficie o fracción (mínimo dos bocas)	---
	Medio			Una boca cada 18 m de perímetro o fracción
	Elevado y Superior			
Sala de reuniones, conferencias, microcines o usos similares	Mínimo y Medio	Una boca cada 9 m ² de superficie o fracción (mínimo una boca)	Una boca cada 9 m ² de superficie o fracción (mínimo dos bocas)	---
	Elevado y Superior			Una boca
Despacho privado	Mínimo y Medio	Una boca	Dos bocas	---
	Elevado y Superior			
Cocina	Mínimo y Medio	Una boca	Dos Bocas	---
	Elevado y Superior	Dos bocas	Tres bocas más un tomacorriente por cada electrodoméstico de ubicación fija	Una boca (puede estar dedicada a un electrodoméstico de ubicación fija)
Baño (para toilette ver 771.8.5 n)	Mínimo y Medio	Una boca	Una boca	---
	Elevado y Superior	Una boca cada 18 m ² de superficie o fracción	Dos bocas (una de ellas libre)	
Vestíbulo o recepción	Mínimo y Medio	Una boca cada 9 m ² de superficie o fracción (mínimo una boca)	Una boca cada 18 m ² de superficie o fracción (mínimo una boca)	---
	Elevado y Superior			Una boca
Pasillo	Mínimo y Medio	Una boca por cada 5 m de longitud o fracción (mínimo una boca)	Una boca por cada 5 m de longitud o fracción (para pasillos de L > 2m)	---
	Elevado y Superior			

Espacios comunes integrantes de un inmueble

A los efectos de la Reglamentación AEA la clasificación de espacios comunes de un inmueble se refiere a aquellas zonas en los que no resulta de aplicación establecer un grado de electrificación (el grado de electrificación será del inmueble) ni una cantidad mínima de puntos de utilización, la que es prerrogativa de los proyectistas eléctricos, en función del uso previsto. Se destaca que la cantidad de dichos puntos mínimos de utilización deberá ser la suficiente para alcanzar el nivel mínimo de iluminación, requerido por los decretos reglamentarios de la Ley N° 19587 de Higiene y seguridad en el Trabajo.

Se consideran espacios comunes integrantes de un inmueble a recepciones, vestíbulos principales o de distribución, pasillos, zonas de tránsito público y salas de espera en: centros comerciales, hospitales, sanatorios, ambulatorios, estaciones de viajeros de transporte terrestre, marítimo, fluvial y aéreo, hoteles, hostales y locales con similares destinos

Número mínimo de circuitos en espacios comunes integrantes de un inmueble

La cantidad mínima de circuitos en los espacios comunes integrantes de un inmueble, será función de su superficie y surgirán de la siguiente tabla:

Tabla 44: Números mínimos de circuitos en espacios comunes integrantes de un inmueble

Superficie	Cantidad mínima de circuitos	Tipo de circuitos					
		Variante	Iluminación uso general (IUG)	Tomacorrientes uso general (TUG)	Iluminación uso especial (IUE)	Tomacorriente uso especial (TUE)	Circuito de libre elección
Hasta 30 m ²	2	Única	1	1	---	---	---
Más de 30 m ² y hasta 75 m ²	3	a)	1	1	1	---	---
		b)	1	1	---	1	---
		c)	2	1	---	---	---
		d)	1	2	---	---	---
Más de 75 m ² y hasta 150 m ²	5	Única	2	2	---	1	---
Más de 150 m ²	6	Única	2	2	---	1	---

Nota: Se deberá adicionar el circuito de libre elección para completar el número mínimo requerido por el grado de electrificación determinado. La denominación de libre elección se refiere a la posibilidad del empleo de cualquiera de los circuitos tipificados en 771.7.6 a), b) y c) (IUG, TUG, IUE, TUE, MBTF, APM, ATE, MBTS, ACU, ITE y OCE).

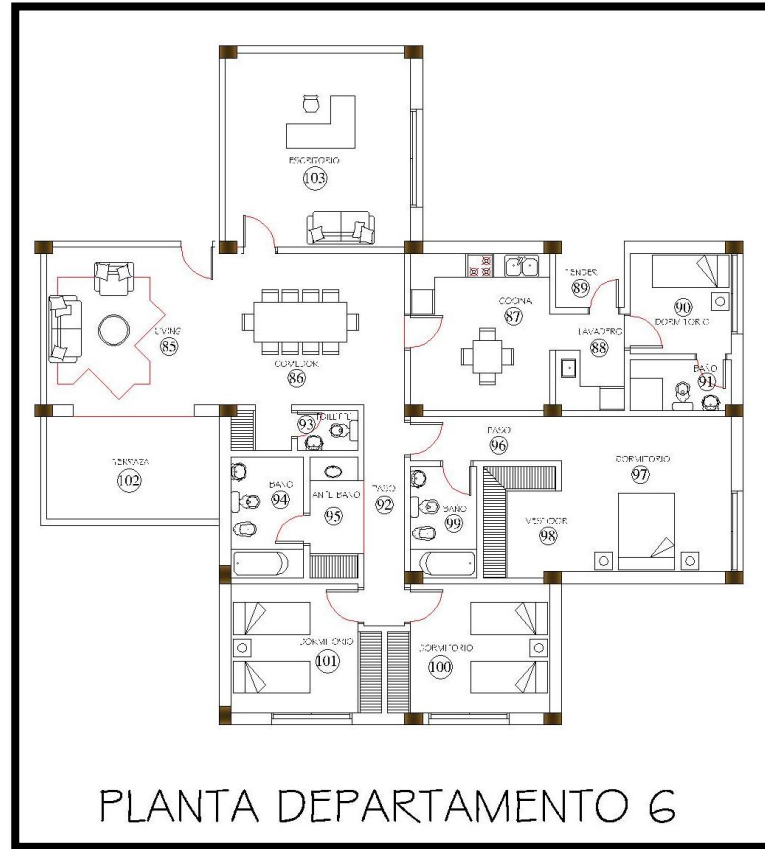
Determinación de la carga total para inmuebles constituidos por diferentes tipos de viviendas, oficinas o locales

Cuando un inmueble esté constituido por diferentes tipos de viviendas, oficinas o locales (unitarios), la carga total del inmueble será la suma de las cargas totales de cada una de las viviendas, oficinas o locales (unitarios) constituyentes del mismo. Para el cálculo de la línea principal pueden utilizarse los factores de simultaneidad indicados en la tabla siguiente:

Tabla 45: Coeficientes de simultaneidad para conjuntos de viviendas y locales (unitarios)

Cantidad de viviendas y locales (unitarios)	Coeficiente de simultaneidad	
	Grados de electrificación Mínimo y Medio	Grados de electrificación Elevado y Superior
2 a 4	0.9	0.7
5 a 15	0.8	0.6
15 a 25	0.6	0.5
>25	0.5	0.4

Cabe destacar que la carga total de un edificio de propiedad horizontal es la suma de las cargas totales del conjunto de viviendas y locales (unitarios) y los servicios comunes y no comunes que posee el inmueble.

EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE DEPARTAMENTO 6 DE PLANTA TIPO**Fig. 29: Planta Depto. 6 Planta Tipo****PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN****Tabla 46: Predeterminación del grado de electrificación**

Planta	Nº Local	Ambiente/Función	Área (m ²)
Tipo	91	Living	19,249
Tipo	92	Comedor	18,232
Tipo	93	Cocina	15,390
Tipo	94	Lavadero	4,718
Tipo	95	Tender	$3,191/2 = 1,596$
Tipo	96	Dormitorio Servicio	8,266
Tipo	97	Baño Servicio	4,025

Tipo	98	Paso	6,235
Tipo	99	Toilette	4,054
Tipo	100	Baño Principal	6,851
Tipo	101	Ante – baño	4,253
Tipo	102	Paso	4,688
Tipo	103	Dormitorio Suite	19,324
Tipo	104	Vestidor	5,655
Tipo	105	Baño Suite	5,220
Tipo	106	Dormitorio	13,967
Tipo	107	Dormitorio	15,040
Tipo	108	Terraza	11,948/2 = 5,974
Tipo	109	Escritorio	25,544

Superficie Cubierta	180,80 m ²
Superficie Semi – Cubierta	7,57 m ²
Superficie Total	188,37 m ²
Grado de Electrificación	Elevado

PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES (SEGÚN CTM – 002).

Planilla de locales.

Es una tabla con las descripciones de la instalación eléctrica en cada ambiente del inmueble en estudio, cada ambiente tiene un número y por el pasan determinados circuitos y tiene cierta cantidad de puntos de utilización, a la vez se indica la superficie o longitud y la cantidad de puntos de utilización de los ambientes para poder verificar que cumpla con los puntos mínimos de utilización según el reglamento; luego se describe las condiciones de utilización del ambiente y los materiales de la instalación eléctrica.

PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN

Para este paso se podrá realizar lo siguiente:

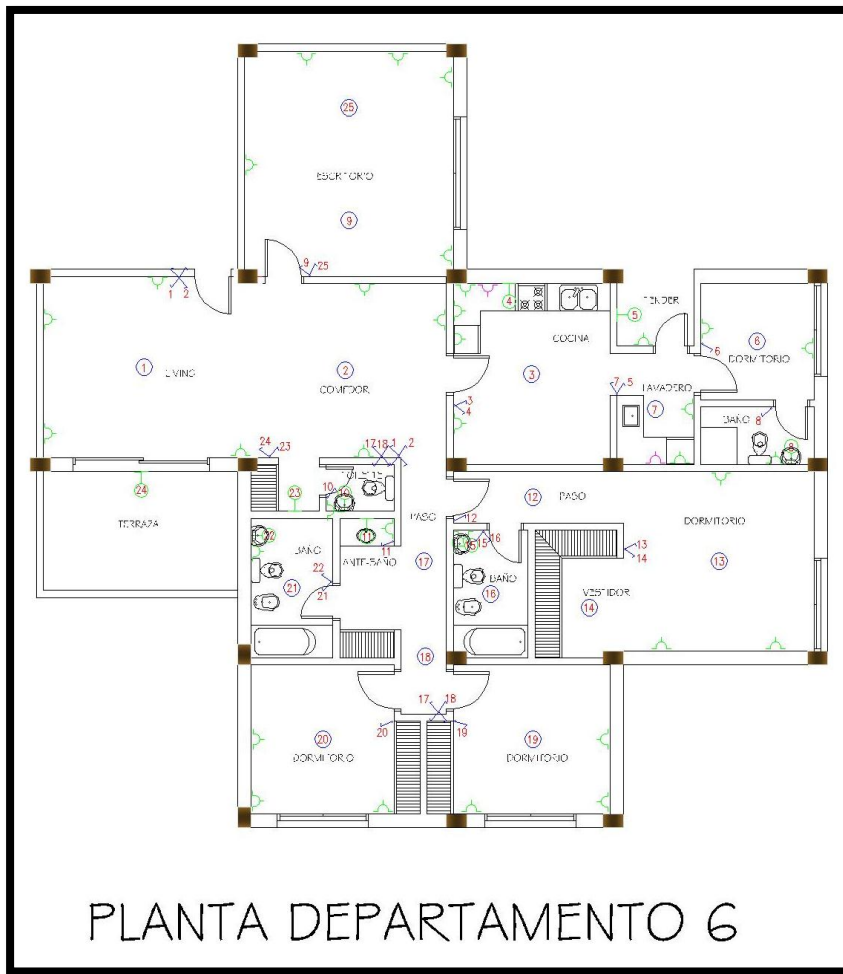
- . Opción 1: comprobar y/o completar los puntos de utilización preestablecidos en el anteproyecto.
- . Opción 2: plantear directamente dichos puntos si no hay un anteproyecto.

La ubicación tentativa de los puntos de utilización se realizó teniendo en cuenta las siguientes tablas de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en Inmuebles AEA 90364-Parte 7:

Tabla 47: Resumen de los números mínimos de los circuitos de las viviendas

Table-ro	Planta	Nº local	Nº circ.	Ambiente Función	Área (m ²)	Puntos de Utilización				Condiciones de Utilización				Materiales Permitidos	
						IUG	IUE	TUG	TUE	Capaci-dad de per-sonas	Evacua-ción	Mat-erial-es	Otra-s	Canal-ización	Conductores Cables
	1º piso	91		Living	19,48	1	0	4	0						
	1º piso	92		Comedor	18,00	1	0	3	0						
	1º piso	93		Cocina	15,39	2	0	4	1						
	1º piso	94		Lavadero	4,72	1	0	2	1						
	1º piso	95		Tender	1,59	1	0	1	0						
	1º piso	96		Dº Servicio	8,27	1	0	2	0						
	1º piso	97		Bº Servicio	4,03	1	0	1	0						
	1º piso	98		Paso	6,33	2	0	0	0						
	1º piso	99		Toilette	4,05	2	0	1	0						
	1º piso	100		Bº Principal	6,85	2	0	1	0						
	1º piso	101		Ante – Baño	4,25	1	0	1	0						
	1º piso	102		Paso	4,68	1	0	0	0						
	1º piso	103		Dº Suite	19,32	1	0	3	0						
	1º piso	104		Vestidor	5,66	1	0	0	0						
	1º piso	105		Bº Suite	5,22	2	0	1	0						
	1º piso	106		Dormitorio	13,97	1	0	3	0						
	1º piso	107		Dormitorio	15,04	1	0	3	0						
	1º piso	108		Terraza	5,97	0	1	0	1						
	1º piso	109		Escritorio	25,54	2	0	5	0						

Fig. 30: Planta Departamento 6 – Puntos mínimos



PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS)

Planilla de análisis de cargas (resumida):

De la cual verificaremos la cantidad de circuitos y la cantidad máxima de bocas por circuito.

Tabla 48: Planilla de análisis de cargas

Table-ro Medid or	Circ.	Tipo de Circ.	Bocas		Tomas		F M		Potencia Instalada (W)	Cos $\phi = 0,85$			Poten cia Simult ánea (W)	Destino	Observación
			Cantid ad	Pot. Unit. (W)	Canti dad	Pot. Unit. (W)				Fs	Fs	Fs			
TSG14	C8	IUG	13												
	C13	IUE	1												
	C20	TUG			12										
	C21	TUG			9										

	C22	TUE			1									
TSG15	C9	IUG	11											
	C23	TUG			14									
	C24	TUE			1									
	C25	TUE			1									
TSG14			14		22									
TSG15			11		16									
TP			25		38									

Si tomamos el Reglamento (Tabla 771.9.I – Demanda máxima de potencia simultánea) para nuestro ejemplo será:

Tabla 49: Demanda máxima de Potencia Simultánea

TSG 15	1 Circuito IUG de 13 bocas: 150 VA x 13 x 0.66 (por ser vivienda)	1287 VA
TSG 15	1 Circuito IUE de 1 boca: 500 VA x 1 x 0.66 (por ser vivienda)	330 VA
TSG 15	1 Circuito TUG de 12 bocas: 2200 VA	2200 VA
TSG 15	1 Circuito TUG de 9 bocas: 2200 VA	2200 VA
TSG 15	1 Circuito TUE de 1 boca: 3300/12 VA x 1	275 VA
TSG 14	1 Circuito IUG de 11 bocas: 150 VA x 11 x 0.66 (por ser vivienda)	1089 VA
TSG 14	1 Circuito TUG de 14 bocas: 2200 VA	2200 VA
TSG 14	1 Circuito TUE de 1 boca: 3300/12 VA x 1	275 VA
TSG 14	1 Circuito TUE de 1 boca: 3300/12 VA x 1	275 VA
Total DPMS		10131 VA

Con la DPMS calculada, al compararla con la tabla correspondiente (**Tabla 771.8.I – Resumen de los grados de electrificación de las viviendas**) se pueden dar dos casos:

1. Que la DPMS calculada sea \leq que la DPMS límite para el Grado de Electrificación preseleccionado por superficie; el proceso ha finalizado.
2. Que la DPMS calculada \geq que la DPMS límite para el Grado de Electrificación preseleccionado por superficie; se reinicia el proceso desde el Paso 2 con el **nuevo grado de electrificación**.

En este ejemplo la DPMS está por debajo de **11 KVA**, por lo tanto terminaría aquí el proceso de **verificación del Grado de Electrificación Elevado**.

PASO 5: PROPUESTA O ANTEPROYECTO DE LA INSTALACIÓN

Propuesta o anteproyecto de la Instalación: la misma se encuentra en los planos anexos y se dio un ejemplo de cálculo, en los puntos anteriores.

Dicha propuesta cumple con los requerimientos de:

- Los puntos mínimos de utilización establecidos en el reglamento. Esto se plasmará en la planilla de locales correspondiente.

- También se verificó según exigencias adicionales a la funcionalidad y confort de los posibles usuarios.
- El número mínimo de circuitos establecidos en el reglamento. Según el siguiente cuadro:

Tabla 50: Resumen número mínimo de circuitos

DEPARTAMENTO Nº 6 (PRIMER PISO)					
Ambiente	IUG (15 bocas máximo)	TUG (15 bocas máximo)	IUE (12 bocas máximo)	TUE (12 bocas máximo)	CIRCUITOS
Interior	11				C1 IUG 11B
		14			C2 TUG 14B
				1	C3 TUE 1B
				1	C4 TUE 1B
	13				C5 IUG 13B
		12			C6 TUG 12B
		10			C7 TUG 10B
				1	C8 TUE 10B
Exterior			1		C9 IUE 1B

NOTA: LOS CIRCUITOS TUE DE INTERIOR, IUE EXTERIOR SON DE ALTO CONSUMO POR LO QUE EL REGLAMENTO ESPECIFICA QUE SE DESIGNE UN CIRCUITO POR BOCA.

PASO 6: PLANILLAS DE LOCALES Y CARGAS

Planilla de Locales:

Esta planilla es una descripción de los locales que serán alimentados o donde se instalará la instalación eléctrica, y de los usuarios de dicha instalación. La misma sirve para verificar que cada local cumpla con los requerimientos del reglamento con respecto a la instalación eléctrica correspondiente. A continuación se detallan cada uno de sus componentes

Table- Ro (1)	Planta (2)	Nº local (3)	Nº circ. (4)	Ambiente Función (5)	Área (m ²) o Long (m) (6)	Puntos de Utilización (7)				Condiciones de Utilización (8)				Materiales Permitidos (9)	
						IUG	IUE	TUG	TUE	Capaci- dad de person- as	Evacua- ción	Mat- erial- es	Otra s	Can- aliza- ción	Conductores Cables
	1º piso	91		Living	19,48	1	0	4	0						
	1º piso	92		Comedor	18,00	1	0	3	0						
	1º piso	93		Cocina	15,39	2	0	4	1						
	1º piso	94		Lavadero	4,72	1	0	2	1						
	1º piso	95		Tender	1,59	1	0	1	0						
	1º piso	96		Dº Servicio	8,27	1	0	2	0						
	1º piso	97		Bº Servicio	4,03	1	0	1	0						
	1º piso	98		Paso	6,33	2	0	0	0						
	1º piso	99		Toilette	4,05	2	0	1	0						
	1º piso	100		Bº Principal	6,85	2	0	1	0						
	1º piso	101		Ante – Baño	4,25	1	0	1	0						
	1º piso	102		Paso	4,68	1	0	0	0						
	1º piso	103		Dº Suite	19,32	1	0	3	0						
	1º piso	104		Vestidor	5,66	1	0	0	0						
	1º piso	105		Bº Suite	5,22	2	0	1	0						

	1º piso	106		Dormitorio	13,97	1	0	3	0						
	1º piso	107		Dormitorio	15,04	1	0	3	0						
	1º piso	108		Terraza	5,97	0	1	0	1						
	1º piso	109		Escritorio	25,54	2	0	5	0						

Referencias:

- (1) Tableros: Esta columna designa el tablero o el punto de alimentación de los locales asignados.
- (2) Planta: En esta columna se especifica la ubicación del local en cuestión visto en planta o nivel.
- (3) N° de local: En esta columna se especifica el número de local en cuestión.
- (4) N° de Circuito: En esta columna se indican que circuitos se encuentran en el local correspondiente, y solo se especifica su nombre o número.
- (5) Ambiente o Función: Esta columna designa el ambiente o función en cuestión.
- (6) Área (m²) o Long (m): Será la superficie cubierta del inmueble o el cincuenta por ciento de la superficie semicubierta o la longitud según corresponda, ya que para verificar la cantidad mínima de puntos de utilización debemos conocer estos datos y el grado de electrificación.
- (7) Puntos de Utilización: Corresponde al número y tipo de bocas proyectadas en los ambientes definidos, deben ser compatibles con una instalación segura y con condiciones aceptables de funcionalidad y confort, y además debe cumplir con lo mínimo establecido por el reglamento.
- (8) Condiciones de Utilización: Condiciones de utilización a contemplar.

Tabla 51: Condiciones de Utilización

Utilización	Código	Descripción
Capacidad de las personas	BA1	Normal u ordinaria
	BA2	Niños
	BA3	Personas con capacidades diferentes
	BA4	Instruidos en seguridad eléctrica
	BA5	Calificados en seguridad eléctrica
Resistencia eléctrica del cuerpo humano	BB1	Normal u ordinaria
Contacto con personas al potencial de la tierra	BC2	Bajo
	BC3	Frecuente
Condiciones de evacuación ante un siniestro	BD1	Baja densidad ocupacional y condiciones fáciles de evacuación
	BD2	Baja densidad ocupacional y condiciones difíciles de evacuación
	BD3	Alta densidad ocupacional y condiciones fáciles de evacuación
	BD4	Alta densidad ocupacional y condiciones difíciles de evacuación
Naturaleza de los materiales procesados o almacenados	BE1	Riesgos insignificantes (Normal)
	BE2	Riesgo de incendio
	BE3	Riesgo de explosión
	BE4	Riesgo de contaminación
Materiales de construcción	CA1	No combustibles (Normal)
	CA2	Combustibles
Proyecto de edificios	CB1	Riesgo despreciable
	CB2	Riesgo de propagación del incendio
	CB3	Riesgo de movimiento
	CB4	Estructuras flexibles o inestables

(9) Materiales permitidos: Hace referencia a las cañerías y conductores permitidos y proyectados en los ambientes de esta planilla.

Planilla de Análisis de Carga:

MEDIDOR N°11 - DEPARTAMENTO N° 6 (3 DORMITORIOS) PRIMER PISO																							
TS#14 (1)	Circuitos (2)		Bocas (3)		Tomas (4)		Fuerza Motriz (5)		Long (6)	Intensidad Simultanea (A) (7)			Conductor (8)			Potencia Instalada (W) (9)	C. Simultaneidad (10)			Potencia Simultanea (W) (11)	Destino (12)	Observaciones (13)	
	Nº	Tipo	Cant	Pot.Unit	Cant	Pot.Un it	Cant	HP	(m)	Cos φ = 0.85			Caida(%)	Secc.(m m)	I Adm(A)		Ium	Tomas	FWTa b				
										L1	L2	L3											
	C08	IUG	13	60					32.00			3.34		1.29%	1.5	15	780.00	0.80			624.00	LIVING, COMEDOR, ESCRITORIO, PASO, TOILETTE, BAÑO, ANTE-BAÑO, DORMITORIO, DORMITORIO.	A Instalar
	C13	IUE	1	150					15.00			0.80	0.09%	2.5	21	150.00	1.00			150.00	TERRAZA	A Instalar	
	C33	TUG			12	150			20.00	7.70			1.12%	2.5	21	1800.00		0.80		1440.00	LIVING, COMEDOR, ESCRITORIO.	A Instalar	
	C34	TUG			10	150			40.00			6.42	1.87%	2.5	21	1500.00		0.80		1200.00	TOILETTE, BAÑO, ANTE-BAÑO, DORMITORIO, DORMITORIO, PASO.	A Instalar	
	C35	TUE			1	500			10.00	2.67			0.19%	2.5	21	500.00		1.00		500.00	TERRAZA	A Instalar	
	TS15	ACU	11	0	16	0	0	0	20.00	2.82	8.98	5.35	0.54%	6	32	3760.00	0	0	0.85	3208.00	TABLERO SECCIONAL 15	A Instalar	
	TS14	ACU	14		23				20.00	13.20	12.32	12.57	0.80%	6.0	32	8490.00			0.84	7122.00	TABLERO SECCIONAL 14	A Instalar	

Referencias:

TS14 (1): Hace referencia al tablero seccional de alimentación eléctrica de los circuitos en cuestión.

Circuitos (2): Hace referencia al número de circuito y tipo de circuito. Es decir se debe diferenciar a los circuitos por un nombre y su destino.

Bocas (3): Hace referencia a la cantidad de bocas de iluminación y potencia unitaria de cálculo adoptada, para IUG se toma 60W y para IUE se toma 150W como valores medios de cálculo.

Tomas (4): Hace referencia a la cantidad de bocas de tomacorrientes y a la potencia unitaria de cálculo adoptada, para TUG se toma 150W y para TUE vamos a clasificar las bocas según el destino y su carga unitaria de consumo, en el exterior se considera una P.U. de 300W y en el interior según sea el artefacto proyectado se define, por ejemplo para Aire Acondicionado si no se conoce el artefacto definido a instalar se toma como mínimo 1000W, para cocina 800W y para lavadero 500W, pero si se conociera el artefacto a conectar se debe calcular con la potencia unitaria correspondiente indicada por el fabricante.

Fuerza motriz (5): Hace referencia a consumos realizados por motores eléctricos, por ejemplo bombas de agua, heladeras o freezers de consumo elevado, máquinas y equipos con carga eléctrica de un consumo alto, en todos los casos se debe calcular con la potencia unitaria especificada por el fabricante en el motor a instalar. Por lo general esta potencia viene dada en HP, siendo 1HP= 736W.

Long. (6): Es la longitud de la fase desde el tablero de alimentación del circuito calculado, sin tener en cuenta las derivaciones y medido por el sentido de la cañería, hasta la boca correspondiente a dicho circuito más alejada o punto de utilización más alejado.

Intensidad Simultánea (7): Hace referencia al cálculo de la intensidad de los circuitos en cuestión, se toma para dicho cálculo la siguiente fórmula:

$$I_s(A) = \frac{\text{Potencia Simultánea}}{\text{Factor de Potencia} * \text{Tensión Eléctrica de Alimentación}}$$

$I_s(A)$: Intensidad simultánea del circuito calculada.

Potencia Simultánea: Es la potencia instalada del circuito afectada por un coeficiente de simultaneidad, es de este término que adopta su determinación “simultánea”, y es calculada con las siguientes expresiones:

$P_U(W)$ = Potencia unitaria de consumo correspondiente al tipo de circuito.

$P_I(W)$ = $P_U * N^{\circ}$ de bocas del circuito

$P_s(W)$ = Potencia Simultánea $P_s(W) = P_I * CS$

CS = Coeficiente de Simultaneidad, que viene dado por el Grado de Electrificación calculado del proyecto.

Factor de Potencia: es un coeficiente que resulta de la resistencia eléctrica total o impedancia del circuito, se toma como valor de cálculo 0,85 adimensional.

Tensión eléctrica de Alimentación: se toma como valor de cálculo 220V.

Conductor (8): Se especifican características del conductor utilizado para conectar el circuito correspondiente:

- En primer lugar se define una sección mínima de acuerdo al tipo de circuito que estemos calculando. Para IUG (1,5mm² mínimo), para IUE, TUG y TUE (2,5mm² mínimo). Luego se debe verificar esta sección predeterminada o pre dimensionada a la caída de tensión límite para circuitos terminales (Caída de Tensión Máxima= 3%).
- Como dato adicional se indica la Intensidad Admisible del conductor elegido para luego determinar la protección eléctrica adecuada (Iadm: Intensidad admisible del conductor en circuitos monofásicos, dependiendo de las características de instalación y de la temperatura de trabajo del mismo, por ejemplo en un circuito embutido en mampostería en cañería de PVC y a una temperatura ambiente de 40°C, la Iadm de un conductor de 1,5mm² es de 15 A y para un conductor de 2,5mm² es de 21 A, siendo estos los más utilizados en circuitos terminales).
- En último lugar de debe calcular la Caída de Tensión de acuerdo a la siguiente fórmula adoptada del reglamento:

$$\Delta U(V) = GDC * \frac{I_s * L}{S}$$

ΔU (V): es la Caída de tensión en Voltios del circuito calculado.

GDC: es el Gradiente de Caída (volt).(mm²)/(amper).(metro), que depende del material del conductor y del tipo de sistema que lo alimente, según el siguiente cuadro:

Tipo de sistema	Gradiente de caída (GDC)	
	Carga común (cos ϕ) = 0.8 (1)	
	Cobre	Aluminio
Monofásico	0.04	0.063
Trifásico	0.035	0.055

Tabla 52: Gradiente de caída (GDC)

(1) Dispersión máxima del valor de la caída de tensión del 8% con conductores entre 1.5 mm² y 70 mm², tanto en cobre como en aluminio.

I_s (A): Intensidad simultánea de cálculo en Amperes.

L (m): Longitud en metros del circuito en cuestión.

S (mm²): Sección del conductor de dicho circuito.

Pero debemos obtener el valor de la caída en porcentaje para poder verificar el valor máximo, entonces la fórmula se modifica de la siguiente manera:

$$\Delta u(\%) = \left\{ GDC * \frac{(I_s * L)}{(S * T)} \right\} * 100$$

Siendo:

T (V): Tensión eléctrica de alimentación.

Y el valor “100” es para obtener la caída de tensión en porcentaje.

Pot. Instalada (W) (9): Es la potencia total que consume un circuito de acuerdo a la cantidad de bocas que se conecten en él.

$$PI(W) = PU * N^{\circ} \text{ de bocas del circuito}$$

Coeficiente Simultaneidad (10): es un valor que nos indica el funcionamiento simultáneo del circuito, o mejor dicho de las bocas del circuito en cuestión, es decir hablamos de un porcentaje de bocas que estén funcionando o siendo utilizadas en el mismo momento de forma permanente:

CS= Coeficiente de Simultaneidad, que viene dado por el Grado de Electrificación calculado del proyecto.

Grado de electrificación	Coeficiente de simultaneidad
Mínimo	1
Medio	0.9
Elevado	0.8
Superior	0.7

Tabla 53: Coeficientes de simultaneidad

Pot. Simultánea (11): es la potencia total del circuito o potencia instalada afectada por un coeficiente de simultaneidad, que nos indica que porcentaje de bocas del circuito estarán funcionando simultáneamente.

Ps (W) = Potencia Simultánea

$$Ps(W) = PI * CS$$

CS= Coeficiente de Simultaneidad, que viene dado por el Grado de Electrificación calculado del proyecto.

Destino (12): Indica que locales se alimentan con cada circuito.

Observaciones (13): Indica si la instalación eléctrica es nueva o existente.

Podemos decir que la planilla de cargas se divide en dos partes fundamentales, por un lado el detalle de los cálculos de los circuitos terminales y sus totales, con su respectivo circuito seccional de alimentación, y por otro lado el resumen de la planilla con el cálculo de los circuitos seccionales propiamente dicho y el cálculo del circuito principal o detalle de la carga eléctrica total a consumir por el inmueble, estos circuitos se verifican de la misma manera que se detalló anteriormente.

PASO 7: ESQUEMAS UNIFILARES

Es una representación gráfica de la instalación eléctrica, y específicamente se detallan los puntos de alimentación y distribución de la energía, es decir representaremos por un método gráfico la acometida eléctrica y los tableros eléctricos. En estos esquemas se podrán apreciar:

- Acometida Eléctrica: Se ajusta a las especificaciones de la empresa de suministro eléctrico, en nuestro caso es EDESA S.A., en anexos se adjunta el típico correspondiente a nuestra instalación. “Medición Multiusuario Centralizado (MMC)”.
- Tablero Principal y Tableros seccionales:
 - Cañerías de entrada y salida.
 - Conductores de entrada, de interconexión y de salida.
 - Elementos de distribución: barras distribuidoras y/o borneras.
 - Dispositivos de maniobra y protección.
 - Cuadro resumen de circuitos.

Para proteger las instalaciones se debe verificar la coordinación de conductores o cables y dispositivos de protección en los siguientes puntos:

- Sobrecarga.

En toda instalación deben preverse dispositivos de protección (DP) para toda corriente de sobrecarga en los conductores que pueda provocar un daño por calentamiento a la aislación, las conexiones, a los terminales o al ambiente que rodea a los conductores.

El DP debe satisfacer las siguientes condiciones:

$$(1) I_B \leq I_n \leq I_Z$$

$$(2) I_2 \leq 1.45 I_Z$$

Donde:

I_B : Corriente de proyecto (intensidad proyectada de la corriente de carga o corriente de empleo para la cual el circuito fue diseñado).

I_N : Corriente de asignada o nominal del DP.

I_Z : Corriente admisible en régimen permanente por los cables o conductores a proteger.

I_2 : Corriente que asegure el efectivo funcionamiento del DP en el tiempo convencional en las secciones definidas.

Todo dispositivo que asegure la protección contra los cortocircuitos, debe responder a las dos condiciones siguientes:

- a) Regla del poder de corte: La capacidad de ruptura del dispositivo de protección (P_{dCcc}), será por lo menos igual a la máxima intensidad de corriente de cortocircuito presunta (I_k'') en el punto donde el dispositivo está instalado.

$$P_{dCcc} \geq I_k''$$

- b) Regla del tiempo de corte: Toda corriente causada por un cortocircuito que ocurra en cualquier punto del circuito debe ser interrumpida en un tiempo tal, que no exceda de aquél que lleva al conductor a su temperatura límite admisible. Esta regla depende de la duración que pueda tener el cortocircuito.

Para cortocircuitos de muy corta duración (< 0.1 s), o usando dispositivos de protección limitadores de energía. En estos casos se debe verificar que:

$$k^2 S^2 \geq (I^2 t)$$

Donde:

$I^2 t$ = Es la energía específica que deja pasar el dispositivo de protección, valor dado por el fabricante, en A^2s .

k = Factor que toma en cuenta la resistividad, el coeficiente de temperatura y la capacidad térmica volumétrica del conductor, y las temperaturas inicial y final del mismo.

S = Sección del conductor en mm^2 .

- Protección de los circuitos frente a corrientes de cortocircuitos máximas.

Para garantizar la protección de los conductores, sean de circuitos seccionales o terminales, se deberá cumplir:

- a) Utilizando dispositivos limitadores de las corrientes de cortocircuito, o con tiempos de apertura inferiores a 0.1s.

La protección de los conductores queda asegurada si se cumple la siguiente expresión:

$$k^2 S^2 \geq I^2 t$$

b) Utilizando dispositivos con tiempos de apertura de 0.1 s y mayores, hasta 5 s. Se considerará protegido al conductor cuya sección nominal cumpla con la siguiente expresión:

$$S \geq \frac{I \sqrt{t}}{k}$$

Donde:

t = Tiempo de desconexión en segundos (entre 0.1 s y 5 s).

S = Sección del conductor en mm^2 .

I = Intensidad de corriente de cortocircuito en Amperes, expresada como valor eficaz.

S = Sección del conductor en mm^2 .

- Protección de los circuitos frente a las corrientes de cortocircuito mínimas.

Los circuitos seccionales y terminales serán verificados frente a las corrientes de cortocircuitos mínimas de manera de comprobar que la corriente de cortocircuito sea suficiente para que el dispositivo de protección desconecte en forma instantánea.

Para ello se deberá verificar con las tablas 771-H.VII y 771-H.VIII de la reglamentación AEA mencionada las longitudes máximas de las líneas compatibles con el dispositivo de protección a colocar.

Todos los dispositivos de protección que figuran en los esquemas unifilares cumplen con las condiciones mencionadas anteriormente.

Según el reglamento:

Fusible	Interruptor automático	Interruptor diferencial	Interruptor-Sectionador manual	Conductor
Calibre en A	Intensidad asignada en A	Intensidad asignada o de paso en A	Intensidad asignada en A	Sección en mm ²
	Número de polos	Número de polos	Número de polos	Cantidad de conductores
Curva de respuesta (gG, gC, aM, etc.)	Si correspondiera, curva de respuesta (por ej. B; C o D) *	Intensidad de corriente de fuga de actuación en mA		Material del conductor
Capacidad de ruptura en kA	Capacidad de ruptura en A o kA	Tiempo de actuación en ms		Material de la aislación

Tabla 54: Resumen de datos que deben figurar en los esquemas unifilares

PASO 8: CABLEADO Y CAÑERÍAS

Se debe especificar en el proyecto la dimensión de las cañerías en todos los tramos de la misma y su tipo de montaje, al mismo tiempo se debe especificar que conductores atraviesan dichos tramos y el tipo de estos conductores. Estas especificaciones deben responder a lo establecido en la reglamentación:

Cañerías: Dimensionado

El área de los conductores incluyendo la aislación, *no debe ser superior al 35% de la sección interna del caño*, de acuerdo a lo señalado a la figura siguiente:

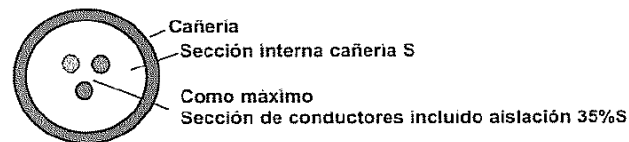


Fig. 31: Detalle de conductores en cañería

De lo cual se puede obtener la siguiente tabla:

Sección Conductor	mm ²	1,5	2,5	4	6	10	16	25	35	50	70
Díametro ext. Máximo	mm	3,5	4,2	4,8	6,3	7,6	8,8	11	12,5	14,5	17
Sección total	mm ²	9,6	13,8	18,1	31,1	45,3	60,8	95,0	122	165	227
Caños según IRAM	Díam. Nom. mm ²	Cantidad de conductores									
RS 16	5/8"	132	4	2	—	—	—	—	—	—	—
RL 16	5/8"	154	5	3	2	—	—	—	—	—	—
RS 19	3/4"	177	6	4	3	—	—	—	—	—	—
RL 19	3/4"	227	7	5	4	2	—	—	—	—	—
RS 22	7/8"	255	9	6	4	2	—	—	—	—	—
RL 22	7/8"	314	11	7	5	3	2	—	—	—	—
RS 25	1"	346	13	9	6	3	2	—	—	—	—
RL 25	1"	416	—	10	7	4	2	2	—	—	—
RS 32	1 1/4"	616	—	15	11	6	4	3	—	—	—
RL 32	1 1/4"	661	—	—	12	7	4	3	—	—	—
RS 38	1 1/2"	908	—	—	—	9	6	4	2	2	—
RL 38	1 1/2"	962	—	—	—	10	7	5	3	2	—
RS 51	2"	1662	—	—	—	18	12	9	5	4	3
RL 51	2"	1810	—	—	—	—	9	6	4	3	2

La cual nos servirá para verificar la sección en todos los tramos de las cañerías de la instalación.

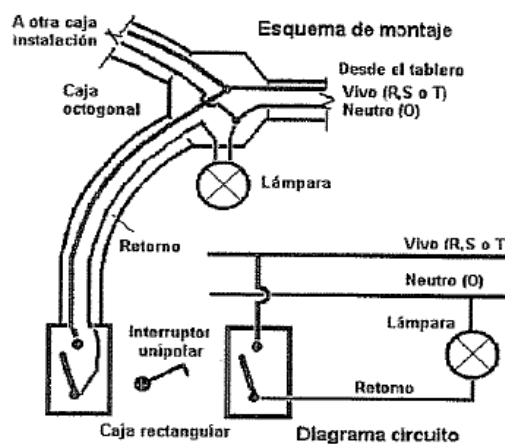
Cableado:

Para determinar cuántos conductores pasan por cada tramo tendremos en cuenta las siguientes situaciones:

-Circuitos de tomacorrientes: está compuesto por tres conductores, una fase, un neutro y un conductor de tierra (PE).

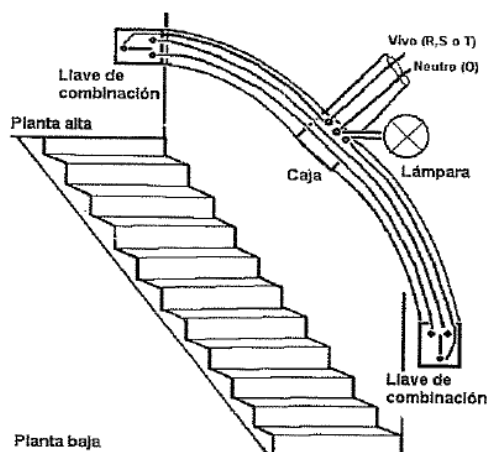
-Circuitos de iluminación:

- Llave de 1 punto:



Es decir por cada tramo de iluminación tendremos una fase que llega a la llave de un punto, el neutro que pasa por la boca o caja octogonal, un retorno que conecta la lámpara y la llave de un punto cerrando el circuito y un conductor de tierra que acompaña a todo el circuito. Por lo que podemos decir que en cada tramo de esta situación pasan “2P+PE” o más específicamente “2x1.5+T”

- Llave de dos o más puntos: En esta situación se agregará un retorno más por cada punto que se conecte.
- Llave en combinación:



En esta situación tenemos la fase que llega a una llave, tenemos dos puentes que conectan las llaves entre sí y el neutro que pasa por la caja octogonal. Es decir que es igual a una llave de un punto solo que se agregan los dos puentes que conectan las cajas, por lo que la notación en estos tramos será por ejemplo: “3P+PE” ó “3x1.5+T”

Las características de las cañerías deben cumplir las siguientes especificaciones:

Tabla 55: Requisitos mínimos para cañerías de material aislante en obras húmedas

Característica	Requisito	IEC 61386-1	
		Dígito	Clasificación
Serie	Métrica (por ejemplo 20 mm, 25 mm, 30 mm).	-	-
	Pulgadas (por ejemplo 3/4", 1", 1 1/4")	-	-
Longitud mínima del tramo	3 m	-	-
Resistencia a la compresión	Fuerza de 750 N sobre 0,05 m a 20 °C (Clasificación = media)	1	3
Resistencia al impacto	Masa de 2 kg desde 0,1 m de altura (Clasificación = media)	2	3
Temperatura mínima de instalación y servicio*	- 5 °C	3	2X
Temperatura máxima de instalación y servicio*	60°C para mampostería u hormigón colado cuando la temperatura de fragüe no supere los 60°C.	4	X1
	90°C para hormigón colado con acelerantes de fragüe cuando la temperatura de fragüe supere los 60°C.		X2
Resistencia al curvado	Rígido	5	1
	Curvable		2
	Curvable (transversalmente autorrecuperable)		3
	Flexible		4
Rigidez dieléctrica	Sin conductividad eléctrica verificada a 50 Hz a: 2000 V durante 15 minutos verificando una pérdida por corriente de fuga inferior a 100 mA	6	2
Accesorios de conexión	Grado IP5X mínimo contra objetos sólidos (determinan el grado IP de la cañería embutida). Mecanismo de retención seguro que garantice el cumplimiento de la resistencia a la tracción del conjunto en 250 N (mínimo). Guarnición contra ingreso de polvo.	7	5
Accesorios de conexión	Grado IPX4 mínimo contra ingreso de agua (determinan el grado IP de la cañería embutida). Contra ingreso de agua en todas direcciones.	8	4
Resistencia a la corrosión	No aplicable	9	-
Resistencia a la tracción	Mínimo 250 N (Clasificación = liviano)	10	2
Resistencia a la propagación de la llama	No propagante de la llama	11	1
Resistencia a las cargas suspendidas	Carga de 20 N suspendida durante 48 h (Clasificación = muy liviano)	12	1
Resistencia al fuego	En estudio	13	-

* Nota: Temperaturas extremas dentro de las cuales, además, el caño puede ser doblado y cortado sin dañarse ni perder cualidades en forma permanente.

Tabla 56: Requisitos mínimos para cañerías de material aislante en obras secas

Característica	Requisito	IEC 61386-1	
		Dígito	Clasificación
Serie	Métrica (por ejemplo 20 mm, 25 mm, 30 mm).	-	-
	Pulgadas (por ejemplo 3/4", 1", 1 1/4")		
Longitud mínima del tramo	3 m	-	-
Resistencia a la compresión	Fuerza de 320 N sobre 0,05 m a 20 °C (Clasificación = liviana)	1	2
Resistencia al impacto	Masa de 2 kg desde 0,1 m de altura (Clasificación = media)	2	3
Temperatura mínima de instalación y servicio*	- 5 °C	3	2X
Temperatura máxima de instalación y servicio*	60°C	4	X1
Resistencia al curvado	Rígido	5	1
	Curvable		2
	Curvable (transversalmente autorrecuperable)		3
	Flexible		4
Rigidez dieléctrica	Sin conductividad eléctrica verificada a 50 Hz a: 2000 V durante 15 minutos verificando una pérdida por corriente de fuga inferior a 100 mA	6	2
Accesorios de conexión	Grado IP5X mínimo contra objetos sólidos (determinan el grado IP de la cañería embutida). Mecanismo de retención seguro que garantice el cumplimiento de la resistencia a la tracción del conjunto en 250 N (mínimo). Guarnición contra ingreso de polvo.	7	5
Accesorios de conexión	Grado IPX4 mínimo contra ingreso de agua (determinan el grado IP de la cañería embutida). Contra ingreso de agua en todas direcciones.	8	4
Resistencia a la corrosión	No aplicable	9	-
Resistencia a la tracción	Mínimo 250 N (Clasificación = liviano)	10	2
Resistencia a la propagación de la llama	No propagante de la llama	11	1
Resistencia a las cargas suspendidas	Carga de 20 N suspendida durante 48 h (Clasificación = muy liviano)	12	1
Resistencia al fuego	En estudio	13	-

* Nota: Temperaturas extremas dentro de las cuales, además, el caño puede ser doblado y cortado sin dañarse ni perder cualidades en forma permanente.

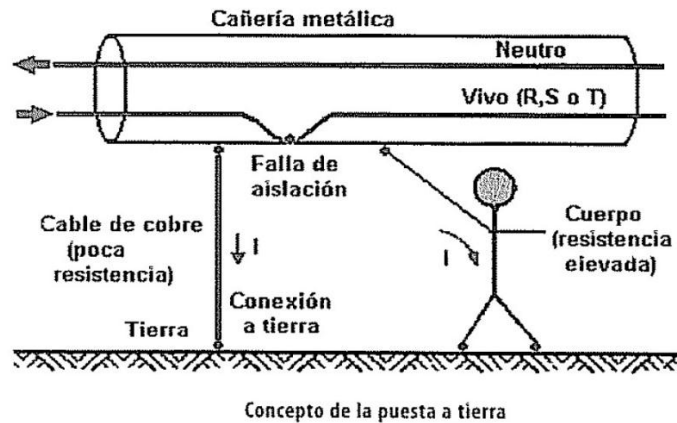
Para este proyecto definimos cañería de PVC rígido que cumple con la normativa.

PASO 9: ZONAS HUMEDAS, TENDIDOS SUBTERRANEOS, MEDIDORES, CAJAS, BOCAS

Las referencias de zonas húmedas, tendidos subterráneos, medidores, cajas, bocas, se encuentran detallados en los planos.

PASO 10: PROTECCION POR PUESTA A TIERRA

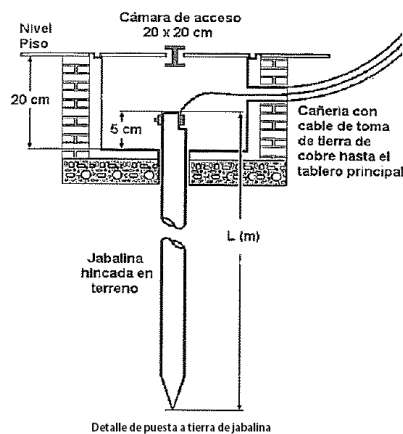
En la figura siguiente, se indica el caso de una falla de la aislación de un conductor que toca el caño metálico provocando el contacto indirecto en la persona. Como medida básica de seguridad, independientemente de contar con el disyuntor diferencial debe realizarse una *instalación de puesta a tierra*, que se basa en conectar eléctricamente las masas de la instalación con la tierra conductora o suelo *por medio de un sistema permanente de resistencia reducida*.



Se denomina *puesta a tierra*, a una *toma*, *electrodo* o *dispersor* que es la parte conductora, en contacto íntimo con la tierra, cuyo potencial eléctrico se toma por convención igual a cero, la que se vincula equipotencialmente mediante un conductor de protección con las masas del edificio, las que a los fines del proyecto se las divide en dos partes básicas:

- a) Masas propias de la instalación eléctrica: Están constituidas por los caños, conductores, envolventes, tableros, etc.
- b) Masas extrañas: Son aquellas que *no forman parte de la instalación eléctrica*, pero que pueden introducir un potencial, generalmente el de tierra, como las cañerías metálicas de los sistemas de calefacción, agua, gas, hierros estructurales, pisos no aislados, paredes, etc.

La puesta o toma de tierra propiamente dicha está formada por uno o varios electrodos enterrados, en nuestro caso son jabalinas, que consisten en un elemento de caños o perfiles acero cobre o acero galvanizado en caliente, instalándose preferentemente por hincado directo, sin perforación de modo de obtener un contacto eficaz con el suelo, de acuerdo a la siguiente imagen.



Resistencia de la puesta a tierra

El valor de la resistencia de la toma o puesta a tierra debe satisfacer las condiciones de protección de servicio o funcionales de la instalación eléctrica. Para que se origine una

actuación rápida de los dispositivos de protección es necesario que se produzca *una corriente de derivación a tierra elevada*, lo que requiere que *la resistencia a tierra sea lo más pequeña posible*.

Se establece el *valor máximo de la resistencia de puesta a tierra en 40 ohm*, garantizando que *la tensión de contacto no sea mayor de 24 V* y dicho valor de resistencia debe ser verificado por medición al final de los trabajos.

Conductor de protección (PE)

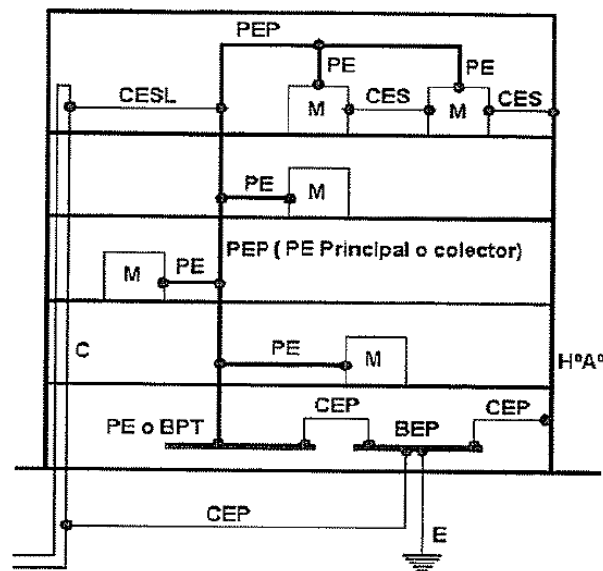
La conexión con la puesta a tierra, de las partes conductoras accesibles o masas de la instalación, se debe realizar por medio de un conductor denominado *conductor de protección (PE)*. Debe ser de *cobre electrolítico aislado, de color verde y amarillo*, que debe recorrer integralmente toda la instalación desde la barra o borne principal de tierra ubicado en el tablero principal, vinculando todas las cajas y gabinetes metálicos.

Las secciones mínimas de los conductores de protección son las siguientes:

- Conductor de puesta a tierra: 4 mm².
- Conductor de protección (PE): 2.5 mm².

Conexión equipotencial

En el caso de edificios, nuestro caso, donde deban preverse descargas atmosféricas o sobretensiones en la red, para evitar la aparición de peligrosos arcos disruptivos, se deben vincular a tierra, además de las masas propias, también las masas extrañas a un mismo potencial, mediante una *conexión equipotencial*, empleando un conductor aislado de protección que debe estar vinculado con la puesta a tierra, según el esquema básico siguiente:



Esquema típico de equipotenciación

Donde:

E: Electrodo (dispersor o jabalina) con el conductor de puesta a tierra.

BEP: Barra equipotencial principal.

PE o BPT: Barra de Puesta a tierra o Barra principal de protección.

C: Masa extraña

M: Masa propia instalación eléctrica.

PE: Conductor de protección.

H°A°: Armadura de hierro de la estructura de hormigón.

PEP: Conductor de Protección Equipotencial Principal.

CEP: Conductor Equipotencial Principal.

CES: Conductor Equipotencial Suplementario.

CESL: Conductor Equipotencial Suplementario Local.

De esta manera, tanto las masas propias de la instalación como las extrañas se vinculan a una *barra equipotencial principal (BEP)*, conectada mediante un conductor de puesta a tierra al electrodo o los electrodos (E). A esa barra confluyen los conductores equipotenciales principales (CEP), que se interconectan con los siguientes elementos:

- a) Barra principal de tierra (BPT o PE).
- b) Masas extrañas (C), como redes de agua, gas, desagües, conductos de aire acondicionado y calefacción, guías de ascensores, marcos metálicos, pantallas metálicas de cables de telecomunicaciones, señales y datos, etc.
- c) Armadura de la estructura de hormigón armado (H°A°).
- d) Sistema de protección contra rayo.

La barra Equipotencial Principal (BEP), debe ubicarse en el tablero principal y de esta manera, a dicha barra se conectan con todos los electrodos a través de los conductores aislados de puesta a tierra.

A su vez, a partir de la *Barra Principal de Tierra (BPT o PE)*, parten los denominados *conductores de protección PE*, que deben ser de cobre electrolítico aislados de color verde y amarillo y deben recorrer la instalación integralmente, vinculando las masas propias de la instalación eléctrica como los equipos, tableros, bornes de tierra de los tomacorrientes y de las cajas, cañerías, bandejas portables, canalizaciones metálicas, etc. y además, se interconectan con los *conductores equipotenciales suplementarios (CES y CESL)*, para asegurar la vinculación a la armadura de Hormigón Armado ya las masas extrañas.

En los planos se encuentra detallada la protección por puesta a tierra, que se realizó teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente y también a través de modelos de planos de instalación eléctrica.

PASO 11: MEMORIA TÉCNICA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

El modelo de Memoria Descriptiva planteada en el proyecto se obtuvo del modelo general suministrado por el COPAIPA. La misma tiene por objeto establecer los Contenidos Mínimos para la documentación técnica a ser presentada para su revisión, así como su tramitación ante la autoridad de Aplicación Competente correspondiente.

En el anexo se encuentra el modelo de Memoria Técnica Descriptiva de Proyecto – Instalación Eléctrica en Inmueble.

Los puntos detallados anteriormente conforman el Diseño Eléctrico, y se detallan en el proceso siguiente:

MÉTODO DE CÁLCULO Y DISEÑO DE LAS INSTALACIONES ELÉCTRICAS

Dados los ejemplos con los pasos generales de diseño, para completar el diseño y el cálculo correspondiente desarrollamos los siguientes pasos:

- **Planta de Arquitectura:**

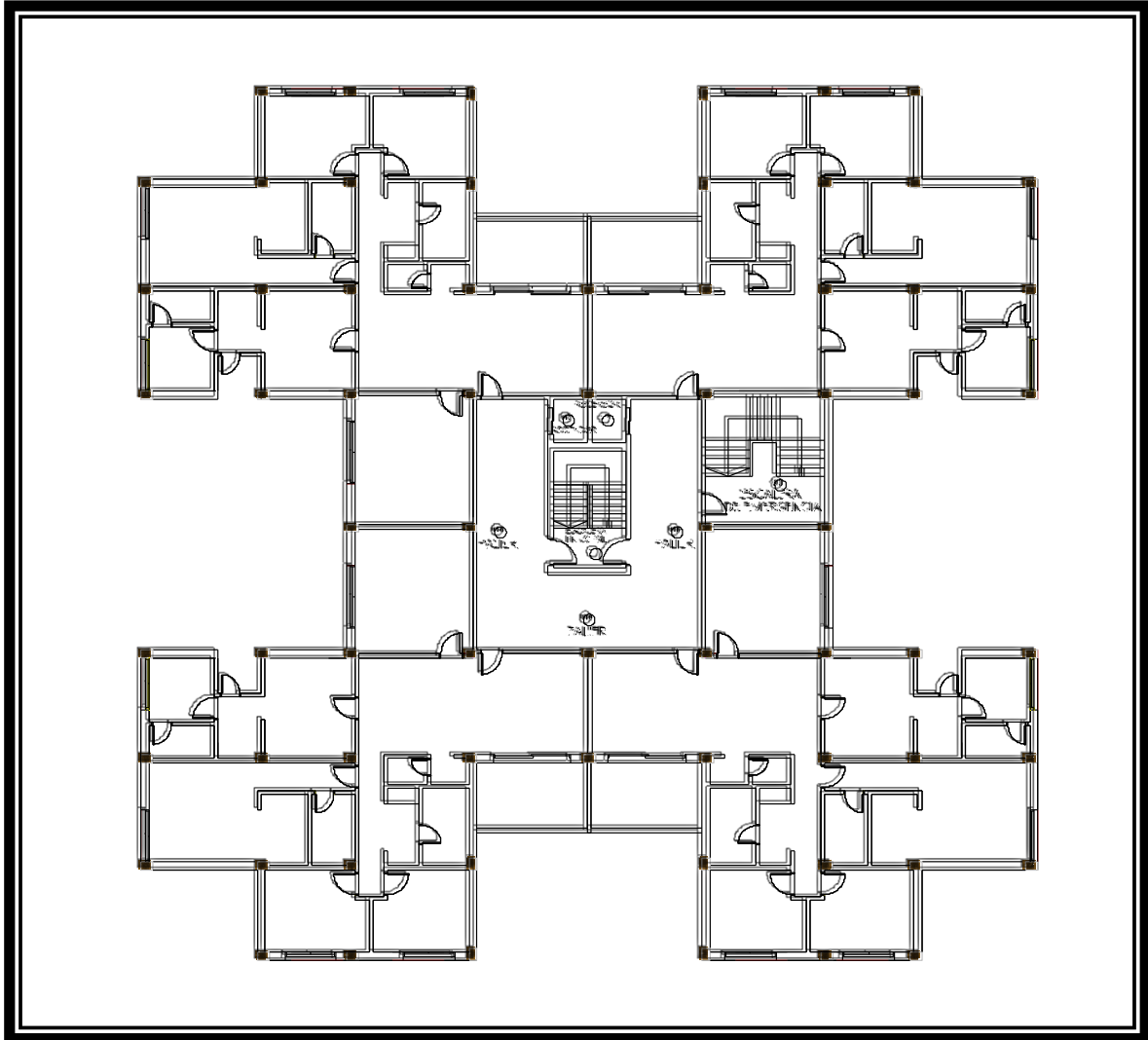
El punto de partida de nuestro diseño es el proyecto arquitectónico definido, del cual trabajaremos principalmente en las plantas, sobre las cuales necesitamos realizar los siguientes trabajos: - Borrar bloques según la utilidad y la ubicación, por ejemplo las mesas de luz no deben dificultar la interpretación de la instalación de bocas de tomacorrientes en un dormitorio, o los sombreados sobrecargan las plantas y dificultan el graficado, etc. – Las plantas deben graficarse en una sola punta de trazado que permita la graficación adecuada. – La escala mínima de trabajo para la correcta interpretación y graficación será 1:75. –Se inicia el trabajo realizando tres copias de cada planta para diseñar correspondientemente las bocas de iluminación, de tomacorrientes y de corrientes débiles.

- Numerar y nomenciar los ambientes o locales individuales de los inmuebles en cuestión: es decir a cada local se le debe asignar un nombre según corresponda en la norma y un número para poder identificarlo en la planilla de locales.
- Obtener la superficie de los ambientes del punto anterior, y la superficie total del inmueble, considerando en la suma total el 100% de las superficies cubiertas y el 50 % de las superficies semicubiertas.
- Obtener el Grado de Electrificación en primera instancia según la superficie total calculada y las tablas correspondientes del reglamento.
- Realizar una propuesta o anteproyecto de la ubicación de bocas de iluminación, tomacorrientes y corrientes débiles.
- Verificar la propuesta según los requerimientos del propietario y/o del usuario.
- Obtener el Grado de electrificación según la Demanda Máxima de Potencia Simultanea y determinar el Grado de Electrificación final.
- Verificar la propuesta realizada según las tablas de los puntos mínimos de utilización según corresponda.
- Obtener un Resumen del número de circuitos según la propuesta realizada, respetando la cantidad máxima de bocas por circuito según corresponda y que verifique el número mínimo de circuitos de la tabla correspondiente.
- Realizar las Planillas de Locales y de Cargas del proyecto eléctrico en cuestión.
- Realizar los esquemas unifilares del proyecto.
- Proyectar el cableado y las cañerías de cada circuito de la instalación.

- Detallar las referencias, zonas húmedas, tendidos subterráneos, medidores, cajas, bocas, etc.
- Efectuar una Memoria Técnica Descriptiva del proyecto.
- Diagramar el proyecto con su caratula correspondiente.
- En este caso en especial debido al consumo multiusuario se deben agregar puntos extras a tener en cuenta sobre todo al diseñar la acometida y al cálculo para alimentar de electricidad, además se agregan detalles de montantes, cuartos de máquinas, etc.

Todos los pasos mencionados hasta aquí fueron utilizados al momento de realizar el proyecto de la instalación eléctrica de los espacios comunes integrantes de un inmueble.

A continuación se realizará para cada uno hasta el punto 4 solamente.

EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE PALLIER PLANTA TIPO**Fig. 32: Pallier Planta Tipo****PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN****Tabla 57: Planilla de locales**

Planta	Nº Local	Ambiente/Función	Área (m ²)
Tipo	90	Escalera de Emergencia	25,994
Tipo	110	Palier	65,092
Tipo	111	Escalera Principal	15,920

Superficie Cubierta	107,006 m ²
Superficie Semi – Cubierta	0,000 m ²

Superficie Total	107,006 m ²
Grado de Electrificación	Medio

PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES

Planilla de locales

Es una tabla con las descripciones de la instalación eléctrica en cada ambiente del inmueble en estudio, cada ambiente tiene un número y por el pasan determinados circuitos y tiene cierta cantidad de puntos de utilización, a la vez se indica la superficie o longitud y la cantidad de puntos de utilización de los ambientes para poder verificar que cumpla con los puntos mínimos de utilización según el reglamento; luego se describe las condiciones de utilización del ambiente y los materiales de la instalación eléctrica.

Tabla 58: Planilla de locales

Table-ro	Planta	Nº local	Nº circ.	Ambiente Función	Área (m ²)	Puntos de Utilización				Condiciones de Utilización				Materiales Permitidos	
						IUG	IUE	TUG	TUE	Capaci dad de person as	Evacua ción	Mat erial es	Otras	Canal izaci ón	Condu ctores Cables
	P. Tipo	90		Escalera de emergencia	25,99	2	0	0	0						
	P. Tipo	110		Palier	65,09	9	0	8	0						
	P. Tipo	111		Escalera principal	15,92	2	0	0	0						

PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN

Para este paso se podrá realizar lo siguiente:

- . Opción 1: comprobar y/o completar los puntos de utilización preestablecidos en el anteproyecto.
- . Opción 2: plantear directamente dichos puntos si no hay un anteproyecto.

La ubicación tentativa de los puntos de utilización se realizó teniendo en cuenta las siguientes tablas de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en Inmuebles AEA 90364-Parte 7:

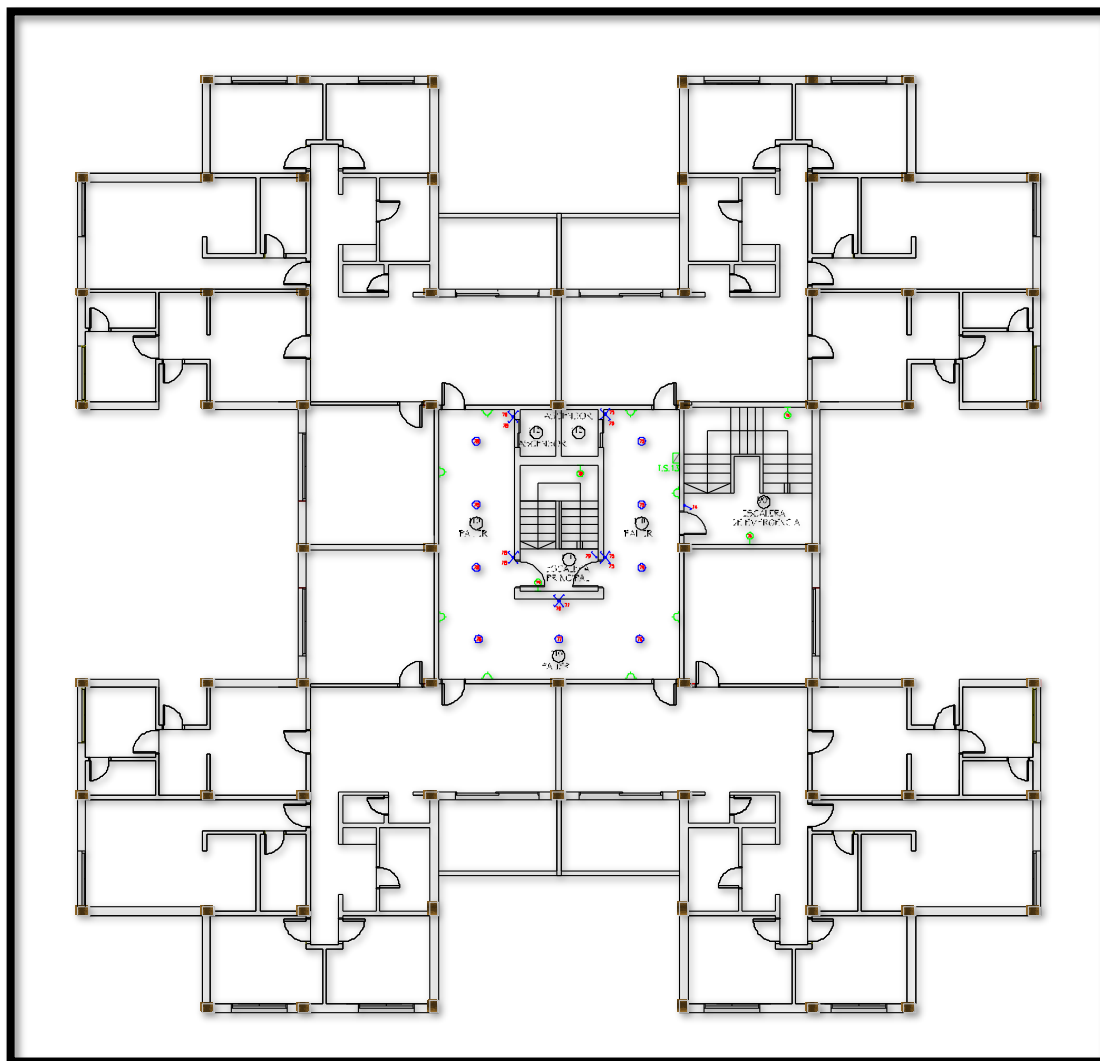


Fig. 33: Pallier Planta Tipo – Puntos mínimos.

PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS)

Planilla de análisis de cargas (resumida)

Tabla 59: Planilla de análisis de carga.

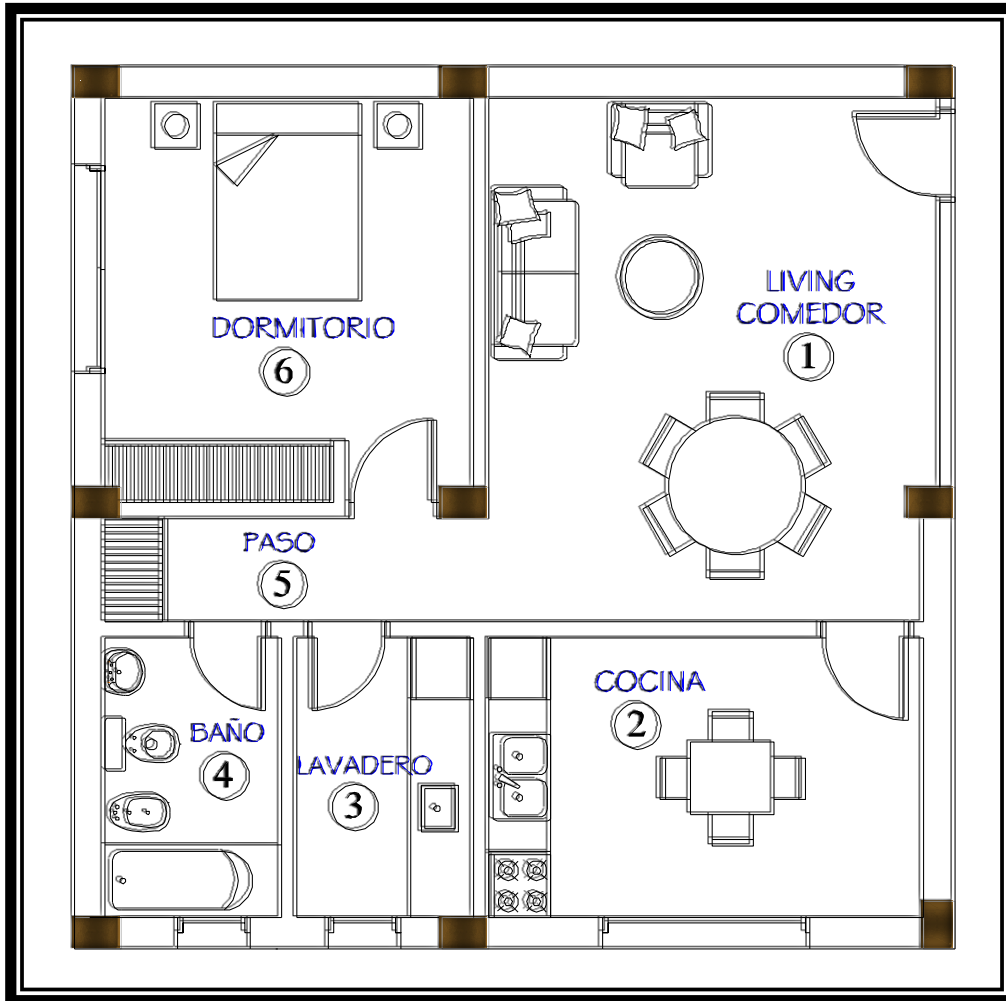
Table-ro Medidor	Circ.	Tipo de Circ.	Bocas		Tomas		F M		Potencia Instalada (W)	Cos $\phi = 0,85$			Potencia Simultánea (W)	Destino	Obs.
			Cantidad	Pot. Unit. (W)	Cantidad	Pot. Unit. (W)				Fs	Fs	Fs			
TSG13	C7	IUG	13		0									Palier – Escalera emergencia – Escalera principal	
	C19	TUG	0		8									Palier	
TSG13			13		8									Alimentación TS	
TP			13		8									Alimentación a TP desde Medidor	

Si tomamos el Reglamento (Tabla 771.9.I – Demanda máxima de potencia simultánea) para nuestro ejemplo será:

Tabla 60: Demanda máxima de potencia

TSG 13	1 Circuito IUG de 13 bocas: 150 VA x 13 x 0.66 (por ser vivienda)	1287 VA
TSG 13	1 Circuito TUG de 8 bocas: 2200 VA	2200 VA
	Total DPMS	3487 VA

En este ejemplo la DPMS no es mayor que **7 KVA** (valor sacado de la **Tabla 771.8.I – Resumen de los grados de electrificación de las viviendas**), por lo tanto terminaría aquí el proceso **verificando el Grado de Electrificación Medio**.

EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE DEPARTAMENTO 1 DE PLANTA BAJA**Fig. 34: Planta Dpto. 1 Dormitorio Planta Baja****PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN****Tabla 61: Planilla de locales**

Planta	Nº Local	Ambiente/Función	Área (m ²)
Baja	1	Living – Comedor	24,819
Baja	2	Cocina	14,068
Baja	3	Lavadero	5,689
Baja	4	Baño	6,381
Baja	5	Paso	4,514
Baja	6	Dormitorio	16,779

Superficie Cubierta	72,25 m ²
---------------------	----------------------

Superficie Semi – Cubierta	0,00 m ²
Superficie Total	72,25 m ²
Grado de Electrificación	Medio

PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES

Tabla 62: Planilla de locales

Table-ro	Planta	Nº local	Nº circ.	Ambiente Función	Área (m ²)	Puntos de Utilización				Condiciones de Utilización				Materiales Permitidos	
						IUG	IUE	TUG	TUE	Capacida d de personas	Evacua ción	Mat erial es	Otras	Canali zación	Conduct ores Cables
	P. Baja	1		Living-Comedor	24,82	2	0	5	0						
	P. Baja	2		Cocina	14,07	2	0	3	1						
	P. Baja	3		Lavadero	5,69	1	0	1	1						
	P. Baja	4		Baño	6,38	1	0	1	0						
	P. Baja	5		Paso	4,51	1	0	0	0						
	P. Baja	6		Dormitorio	16,77	1	0	3	0						

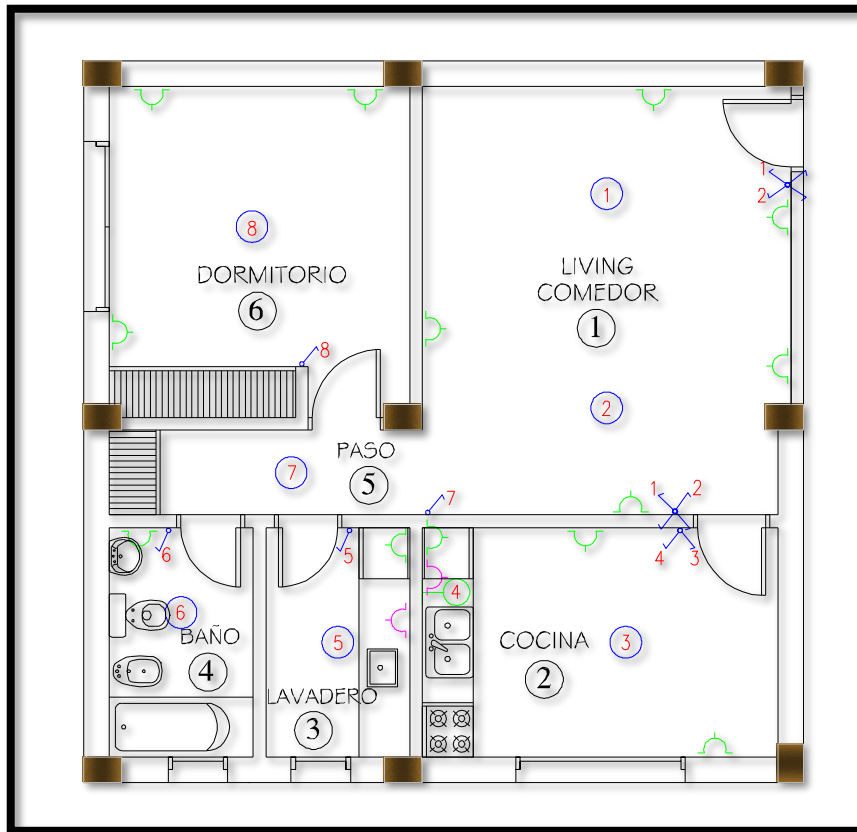
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN

Para este paso se podrá realizar lo siguiente:

- . Opción 1: comprobar y/o completar los puntos de utilización preestablecidos en el anteproyecto.
- . Opción 2: plantear directamente dichos puntos si no hay anteproyecto.

La ubicación tentativa de los puntos de utilización se realizó teniendo en cuenta las siguientes tablas de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en inmuebles AEA 90364-Parte 7:

Fig. 35: Planta Depto. 1 Dormitorio Planta Baja – Puntos mínimos.



PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS)

Planilla de análisis de carga (resumida)

Table-ro Medidor	Circ.	Tipo de Circ.	Bocas		Tomas		F M		Potencia Instalada (W)	Cos $\phi = 0,85$			Destino	Observación
			Cantidad	Pot. Unit. (W)	Cantidad	Pot. Unit. (W)	Fs	Fs		Fs				
											Potencia Simultánea (W)			
TSG1	C1	IUG	8											
	C10	TUG			13									
	C16	TUE			1									
	C17	TUE			1									
TSG1			8		15									
TP			8		15									

Si tomamos el Reglamento (Tabla 771.9.I – Demanda máxima de potencia simultánea) para nuestro ejemplo será:

TSG 1	1 Circuito IUG de 8 bocas: 150 VA x 8 x 0.66 (por ser vivienda)	792 VA
TSG 1	1 Circuito TUG de 13 bocas: 2200 VA	2200 VA
TSG 1	1 Circuito TUE de 1 boca: 3300/12 VA x 1	275 VA
TSG 1	1 Circuito TUE de 1 boca: 3300/12 VA x 1	275 VA
Total DPMS		3542 VA

En este ejemplo la DPMS está por debajo de **7 KVA**, por lo tanto terminaría aquí el proceso de **verificación del Grado de Electrificación Medio**.

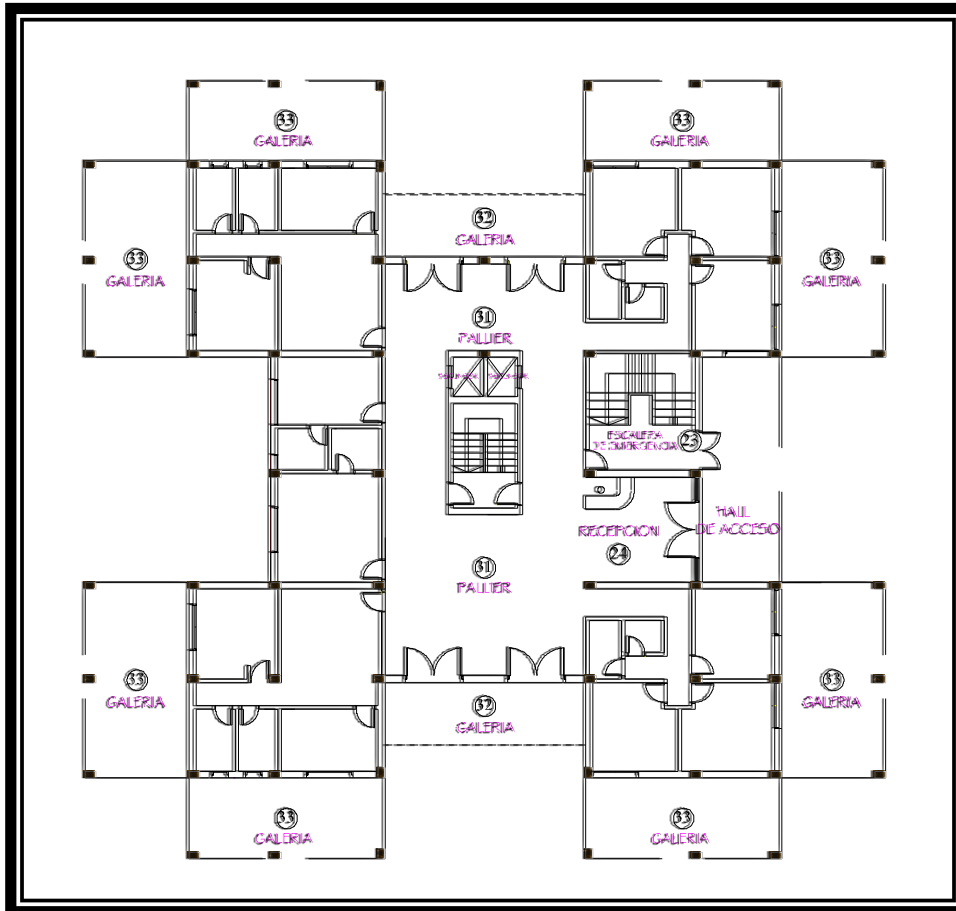
EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE PALLIER PLANTA BAJA**Fig. 36: Pallier Planta Baja****PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN**

Tabla 1 Planilla para determinar el grado de electrificación

Planta	Nº Local	Ambiente/Función	Área (m ²)
Baja	23	Escalera de Emergencia	26,639
Baja	24	Recepción	23,765
Baja	31	Palier	135,105
Baja	32	Galería	$49,59/2 = 24,795$
Baja	33	Galería	$272/2 = 136$
Baja	34	Escalera Principal	15,920
Baja	34 a	Hall	$33,638/2 = 16,819$

Superficie Cubierta	201,429 m ²
Superficie Semi – Cubierta	177,614 m ²
Superficie Total	379,043 m ²
Grado de Electrificación	Superior

PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES**Tabla 63: Planilla de locales**

Table-ro	Planta	Nº local	Nº circ.	Ambiente Función	Área (m ²)	Puntos de Utilización				Condiciones de Utilización				Materiales Permitidos	
						IUG	IUE	TUG	TU E	Capacida d de personas	Evacua ción	Mat erial es	Otras	Canali zación	Conduct ores Cables
	P. Baja	23		Escalera de emergencia	26,64	2	0	0	0						
	P. Baja	24		Recepción	23,76	2	0	3	0						
	P. Baja	31		Palier	135,10	15	0	9	0						
	P. Baja	32		Galería	24,79	4	0	0	0						
	P. Baja	33		Galería	136,00	16	0	0	0						
	P. Baja	34		Escalera principal	15,92	2	0	0	0						
	P. Baja	34 a		Hall acceso	33,64	2	0	0	0						

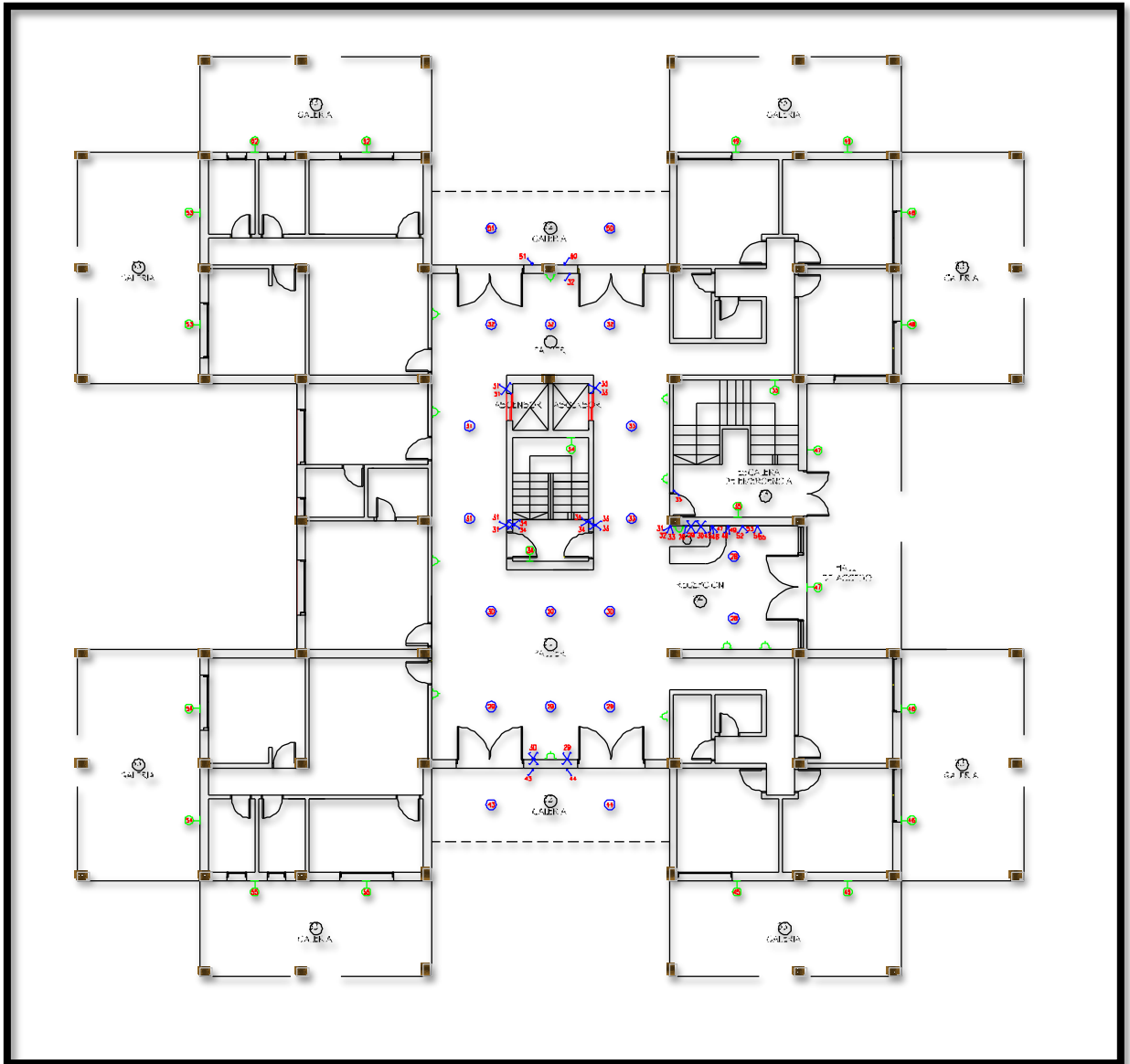
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN

Para este paso se podrá realizar lo siguiente:

- . Opción 1: comprobar y/o completar los puntos de utilización preestablecidos en el anteproyecto.
- . Opción 2: plantear directamente dichos puntos si no hay anteproyecto.

La ubicación tentativa de los puntos de utilización se realizó teniendo en cuenta las siguientes tablas de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en Inmuebles AEA 90364-Parte 7:

Fig. 37: Pallier Planta Baja – Puntos mínimos



PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS)

Planilla de análisis de carga (resumida)

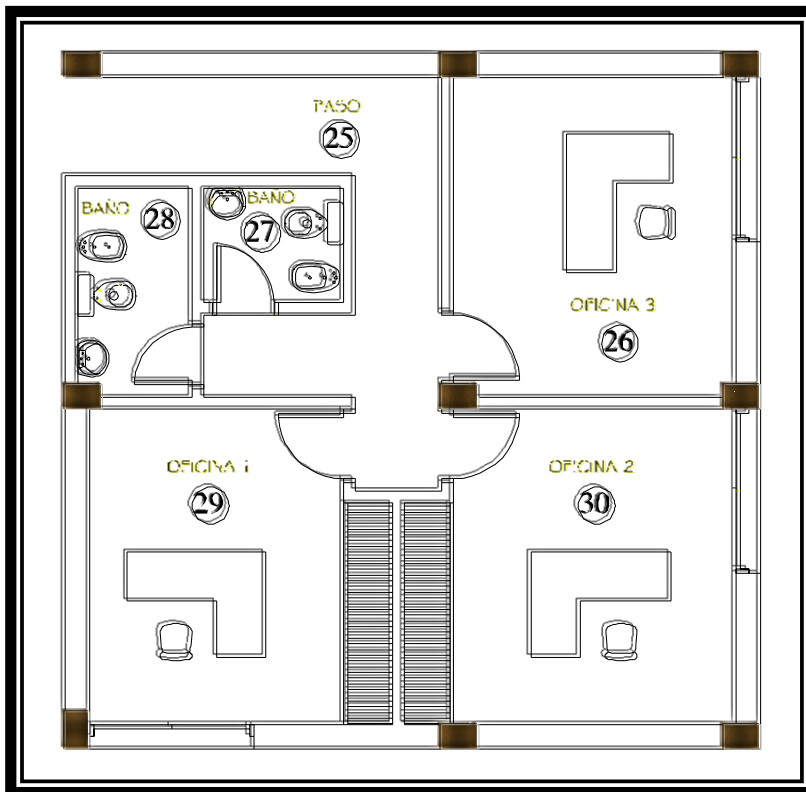
Tabla 64: Planilla análisis de carga

Table-ro Medid or	Circ.	Tipo de Circ.	Bocas		Tomas		F M		Poten cia Instala da (W)	Cos $\phi = 0,85$			Poten cia Simult ánea (W)	Destino	Obs.	
			Cant idad	Pot. Unit . (W)	Canti dad	Pot. Unit. (W)					Fs	Fs				Fs
TSG5	C5	IUG	10		0									Palier – Recepción – Escalera principal		
	C6	IUG	9		0									Escalera emergencia – Palier		
	C8	IUG	12		0									Galerías		
	C9	IUG	10		0									Galerías		
	C14	TUG			12									Palier – Recepción		
TSG5			41		12									Alimentación TS		
TP			41		12									Alimentación a TP desde Medidor		

Si tomamos el Reglamento (Tabla 771.9.I – Demanda máxima de potencia simultánea) para nuestro ejemplo será:

TSG 5	1 Circuito IUG de 10 bocas: $150 \text{ VA} \times 10 \times 0.66$ (por ser vivienda)	990 VA
TSG 5	1 Circuito IUG de 9 bocas: $150 \text{ VA} \times 9 \times 0.66$ (por ser vivienda)	891 VA
TSG 5	1 Circuito IUG de 12 bocas: $150 \text{ VA} \times 12 \times 0.66$ (por ser vivienda)	1188 VA
TSG 5	1 Circuito IUG de 10 bocas: $150 \text{ VA} \times 10 \times 0.66$ (por ser vivienda)	990 VA
TSG 5	1 Circuito TUG de 12 bocas: 2200 VA	2200 VA
Total DPMS		6259 VA

En este ejemplo la DPMS no es mayor que **11 KVA** (valor sacado de la **Tabla 771.8.I – Resumen de los grados de electrificación de las viviendas**)

EJEMPLO DE CÁLCULO SOBRE OFICINAS DE PLANTA BAJA**Fig. 38: Oficinas Planta Baja****PASO 1: PREDETERMINACIÓN DEL GRADO DE ELECTRIFICACIÓN****Tabla 65: Planilla para determinar el grado de electrificación**

Planta	Nº Local	Ambiente/Función	Área (m ²)
Baja	25	Paso	14,111
Baja	26	Oficina 3	16,352
Baja	27	Baño	2,867
Baja	28	Baño	4,387
Baja	29	Oficina 1	16,527
Baja	30	Oficina 2	18,351

Superficie Cubierta	72,60 m ²
Superficie Semi – Cubierta	0,00 m ²
Superficie Total	72,60 m ²
Grado de Electrificación	Medio

PASO 2: ARMADO DE PLANILLAS DE LOCALES**Tabla 66: Planilla de locales**

Table-ro	Planta	Nº local	Nº circ.	Ambiente Función	Área (m²) o Long (m)	Puntos de Utilización				Condiciones de Utilización				Materiales Permitidos	
						IUG	IUE	TUG	TUE	Capacidad de personas	Evacuación	Material es	Otra s	Canali zación	Conduct ores Cables
	P. Baja	25		Paso	14,11	2	0	2	0						
	P. Baja	26		Oficina 3	16,35	1	0	3	1						
	P. Baja	27		Baño	2,87	1	0	1	0						
	P. Baja	28		Baño	4,39	1	0	1	0						
	P. Baja	29		Oficina 1	16,52	1	0	3	1						
	P. Baja	30		Oficina 2	18,35	1	0	3	1						

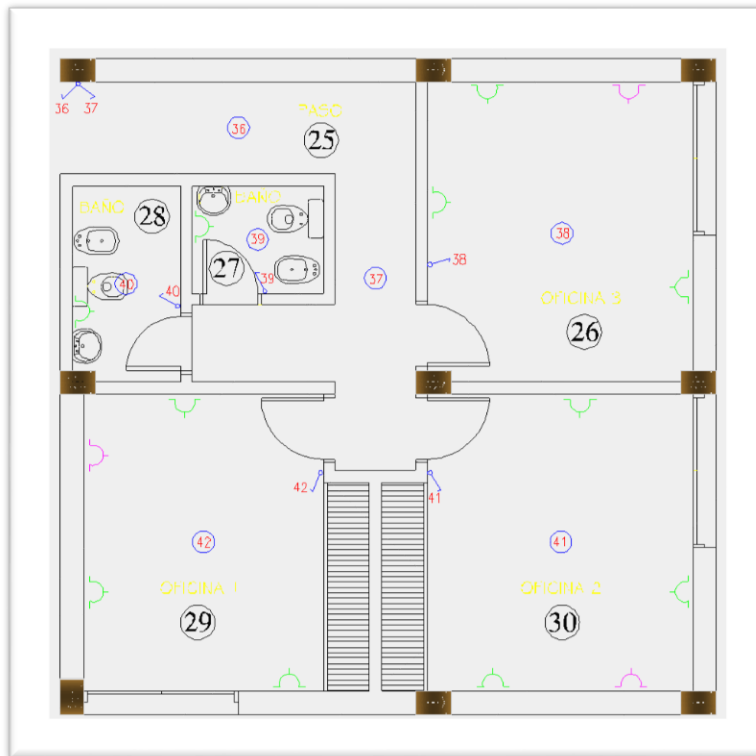
PASO 3: UBICACIÓN TENTATIVA DE PUNTOS DE UTILIZACIÓN

Para este paso se podrá realizar lo siguiente:

- . Opción 1: comprobar y/o completar los puntos de utilización preestablecidos en el anteproyecto.
- . Opción 2: plantear directamente dichos puntos si no hay anteproyecto.

La ubicación tentativa de los puntos de utilización se realizó teniendo en cuenta las siguientes tablas de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctricas en Inmuebles AEA 90364-Parte 7:

Fig. 39: Oficinas Planta Baja – Puntos mínimos



PASO 4: CÁLCULO DE LA DEMANDA DE POTENCIA MÁXIMA SIMULTÁNEA (DPMS)

Tabla 67: Planilla de análisis de cargas (resumida)

Table-ro Medidor	Circ.	Tipo de Circ.	Bocas		Tomas		FM		Potencia Instalada (W)	Cos $\phi = 0,85$			Potencia Simultánea (W)	Destino	Obs.
			Cantidad	Pot. Unit. (W)	Cantidad	Pot. Unit. (W)				Fs	Fs	Fs			
TSG6	C7	IUG	7											Iluminación general oficinas	
	C15	TUG			13									Tomas general oficinas	
	C23	TUE			1									Toma aire acondicionado oficina 3	
	C24	TUE			1									Toma aire acondicionado oficina 2	
	C25	TUE			1									Toma aire acondicionado oficina 1	
TSG6			7		16									Alimentación TS	
TP			7		16									Alimentación a TP desde Medidor	

Si tomamos el Reglamento (Tabla 771.9.I – Demanda máxima de potencia simultánea) para nuestro ejemplo será:

TSG 6	1 Circuito IUG de 7 bocas: 150 VA x 7 x 0.66 (por ser vivienda)	693 VA
TSG 6	1 Circuito TUG de 13 bocas: 2200 VA	2200 VA
TSG 6	1 Circuito TUE para aire acondicionado de 1 boca: 1000 VA	1000 VA
TSG 6	1 Circuito TUE para aire acondicionado de 1 boca: 1000 VA	1000 VA
TSG 6	1 Circuito TUE para aire acondicionado de 1 boca: 1000 VA	1000 VA
Total DPMS		5893 VA

En este ejemplo la DPMS está por debajo de **7,8 KVA** (valor sacado de la **Tabla 771.8.IV – Resumen de los grados de electrificación de oficinas y locales comerciales proyectados originalmente para tal fin**), por lo tanto terminaría aquí el proceso de **verificación del Grado de Electrificación Medio**.

CAPÍTULO 7: CONCLUSIONES:

Una vez finalizado este trabajo, llegamos a las siguientes conclusiones:

- ✓ La edificación diseñada por capacidad llega a formar el mecanismo de colapso durante el diseño viga débil – columna fuerte.
- ✓ Con el diseño por capacidad se pueden obtener una estructura dúctil capaz de disipar energía sísmica a través de deformaciones.
- ✓ El costo de las estructuras con respecto al diseño por resistencia se incrementa, pero este incremento se compensa con la seguridad del buen desempeño de la edificación. Además, el costo de reparación de la edificación sería menor que la de del diseño por resistencia debido a que presenta menores daños sobre todo en columnas.
- ✓ A la hora del cálculo, el procedimiento resulta algo engorroso para realizarlo manualmente, ya que, si bien existe una estructuración a seguir, se pierde muchas veces el concepto físico de lo que se está realizando. Sin embargo eso se alivianaría con un programa de cálculo que contemple este método.
- ✓ Al momento de realizar el cálculo de la Instalación Eléctrica, definiéndola a esta como un conjunto de conductores, dispositivos y materiales necesarios para la generación, transmisión, distribución y recepción de la corriente eléctrica para su utilización, el uso de la Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctrica en Inmuebles AEA 90364 como material didáctico sirvió para establecer un piso de requisitos para la ejecución de instalaciones eléctricas seguras en los inmuebles.

BIBLIOGRAFÍA

- 1) Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. Julio 2005, CIRSOC 101.
- 2) Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes Parte I – Construcciones en general y comentarios, CIRSOC 103 - 2013.
- 3) Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes Parte II - Construcciones de Hormigón Armado y Comentario, CIRSOC 103 - 2005
- 4) Ejemplo de diseño sísmico de un edificio estructurado con pórticos de hormigón armado, (según el reglamento INPRES-CIRSOC 103-Parte II - construcciones de hormigón armado), Julio 2005.
- 5) Ejemplo de aplicación del reglamento argentino de estructura de hormigón- Agosto 2005.
- 6) Reglamento argentino de estructuras de hormigón, Julio 2005 y comentarios, CIRSOC 201.
- 7) Introducción al cálculo de Hormigón Estructural – 2009 – Ing. Orlor Rodolfo, Ing. Donini Hugo.
- 8) Concreto Armado con Ejemplo Práctico – Llopiz Carlos Ricardo – revisión Año Julio 2008.
- 9) Apuntes de la cátedra de Dinámica Estructural. Ing. Nelson Eduardo.
- 10) Diseño Sismorresistente por Capacidad de un Edificio.
<http://rdu.unc.edu.ar/bitstream/handle/11086/796/Informe%20Final.pdf?sequence=2>
- 11) Reglamentación para la Ejecución de Instalaciones Eléctrica en Inmuebles AEA 90364 – Parte 7 – Reglas Particulares para las Instalaciones en Lugares y Locales Especiales. Sección 771: Viviendas, oficinas y locales (unitarios) – Marzo 2006
- 12) Instalaciones Eléctricas en Edificios – Néstor Quadri – 10ª Edición
- 13) Diseño y detallado de elementos estructurales de hormigón armado de acuerdo al reglamento CIRSOC 201-2005. Ing. Susana GEA. Año 2014.
- 14) Diseño de estructura sismorresistente – Autor: Minoru Wakabayashi y Enrique Martínez Romero. Año 1988.
- 15) Fundamentos de Ingeniería Sísmica. Autores: E. Rosenblueth y N.M. Newmark. Año 1976.
- 16) Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Autores: E. Car, F. Lopez Almazan, S. Oller. Año 2000.
- 17) Calculo Matricial de Estructuras – El método directo de la rigidez. Apuntes de la cátedra de Estabilidad III – Fac de Ing. e Inf. – Ucasal. Año 2010.
- 18) Dinámica estructural, Teoría y cálculo. Autor: Mario Paz. Año 1992.
- 19) Dinámica estructural aplicada el diseño sísmico. Autor Luis Enrique García Reyes. Año 1998.
- 20) Estructura de concreto reforzado. Autores R. Park y T. Paulay. Año: 1991.
- 21) Diseño Sismo resistente de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas. Autores: Luis M. Bozzo y Alex H. BARBAT. Año 2004.

ANEXOS

Anexo A

Análisis de Masas

Anexo B

Diseño de Viga y Columna