



FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, FÍSICAS Y NATURALES

Universidad Nacional de Córdoba



VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE LA OBRA CIVIL DEL REACTOR NUCLEAR RA-0

Centro de Vinculación del Departamento de Estructuras de la F.C.E.F. Y.N.

Práctica Supervisada

Ingeniería Civil

Autor:

Masin Federico

Tutor:

Dr. Ing. Gerbaudo Guillermo

Supervisor externo:

Msc. Ing. Cocco Leonardo

Córdoba, Argentina

Agosto 2017

INDICE GENERAL

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN	11
Capítulo 2: REACTORES NUCLEARES. MARCO TEÓRICO.....	14
Capítulo 3: ANÁLISIS DE NORMAS DE APLICACIÓN	26
Capítulo 4: RELEVAMIENTO GEOMÉTRICO.....	30
Capítulo 5: TABIQUE DE HORMIGÓN ARMADO. MARCO TEÓRICO.....	35
Capítulo 6: BASES DE DISEÑO	41
Capítulo 7: MEMORIA DE CÁLCULO	44
Capítulo 8: CONCLUSIONES FINALES.....	97
BIBLIOGRAFÍA	98
ANEXOS	99

INDICE DE CONTENIDOS

Capítulo 1: INTRODUCCIÓN	11
1.1 Resumen.....	11
1.2 Organización del informe.....	12
1.3 Objetivos	12
1.4 Descripción de las actividades realizadas durante el ejercicio de la práctica supervisada.....	12
1.5 Marco institucional	13
Capítulo 2: REACTORES NUCLEARES. MARCO TEÓRICO.....	14
2.1 Introducción	14
2.2 Centrales nucleares.....	14
2.2.1 Marco teórico	14
2.2.2 Situación en Argentina.....	17
2.3 Reactores Nucleares	18
2.3.1 Introducción.....	18
2.3.2 Componentes de un Reactor Nuclear	18
2.3.2.1 Combustible nuclear.....	18
2.3.2.2 Barras de control.....	18
2.3.2.3 Moderador	18
2.3.2.4 Refrigerante.....	19
2.3.2.5 Blindaje.....	19
2.3.3 Tipos de Reactores Nucleares	19
2.3.3.1 Reactores de Potencia.....	19
2.3.3.2 Reactores de Investigación.....	20
2.3.4 Reactor Nuclear RA-0.....	20
2.4 Seguridad en Reactores Nucleares	22
2.5 Radiación	22
2.5.1 Tipos de radiaciones.....	22
2.5.1.1 Según su origen	22
2.5.1.2 Según su interacción con la materia.....	22
2.5.2 Riesgos para la salud	23
2.5.2.1 Reducción del tiempo de exposición	24
2.5.2.2 Aumento de la distancia entre las personas expuestas.....	24
2.5.2.3 Blindaje entre las personas y la fuente de radiación.....	24
2.6 Sistemas de seguridad para Reactores Nucleares.....	24
Capítulo 3: ANÁLISIS DE NORMAS DE APLICACIÓN	26

3.1	Introducción	26
3.2	Normas canadienses	26
3.3	Normas norteamericanas	27
3.4	Normas argentinas	28
Capítulo 4: RELEVAMIENTO GEOMÉTRICO.....		30
4.1	Introducción	30
4.2	Descripción de la arquitectura del edificio.....	30
4.3	INSpección visual.....	32
4.4	DESCRIPCIÓN del sistema estructural	34
Capítulo 5: TABIQUE DE HORMIGÓN ARMADO. MARCO TEÓRICO.....		35
5.1	Comportamiento estructural	35
5.2	Formas de falla	36
5.3	Clasificación de tabiques.....	37
5.4	Mecanismo de colapso.....	39
Capítulo 6: BASES DE DISEÑO		41
6.1	Cargas a considerar	41
6.2	Combinaciones de acciones para estados últimos.....	42
6.3	Normas de aplicación	43
Capítulo 7: MEMORIA DE CÁLCULO		44
7.1	Cuantificación y ANÁLISIS de cargas.....	44
7.1.1	Cargas Permanentes (D).....	44
7.1.1.1	Losa.....	44
7.1.1.2	Muros de mampostería	47
7.1.1.3	Vigas.....	48
7.1.1.4	Tabiques.....	51
7.1.2	Sobrecargas (L)	52
7.1.3	Acción del Viento (W)	52
7.1.3.1	Determinación de la velocidad básica del viento V y del factor de direccionalidad K_d	52
7.1.3.2	Determinación del factor de importancia I.....	53
7.1.3.3	Determinación para cada dirección del viento de los coeficientes de exposición K_z y K_h	53
7.1.3.4	Determinación del factor topográfico K_{zt}	54
7.1.3.5	Determinación del factor de efecto ráfaga G.....	54
7.1.3.6	Clasificación de cerramiento.....	55
7.1.3.7	Determinación del coeficiente de presión interna $G C_{pi}$	56
7.1.3.8	Determinación de los coeficientes de presión externa C_p	57

7.1.3.9 Determinación de la presión dinámica qz o qh	58
7.1.3.10 Determinación de la carga de viento de diseño P	59
7.1.4 Análisis Sísmico	60
7.1.4.1 Peso de la estructura	61
7.1.4.2 Emplazamiento de la estructura	62
7.1.4.3 Período fundamental de la estructura T_0	62
7.1.4.4 Determinación de la pseudoaceleración S_a	62
7.1.4.5 Factor de reducción por ductilidad	63
7.1.4.6 Coeficiente sísmico	64
7.1.4.7 Corte Basal V_0	65
7.1.4.8 Distribución del corte basal en altura	65
7.1.4.9 Componente traslacional de la fuerza sísmica lateral	67
7.1.4.10 Efectos torsionales	68
7.1.4.11 Limitaciones del Método estático equivalente	69
7.2 Modelado de la estructura	70
7.2.1 Consideraciones sobre el modelado	70
7.2.2 Resultados	72
7.3 Verificaciones de la estructura de contención	79
7.3.1 Verificación Tabique 8d (dirección x)	79
7.3.1.1 Verificación a Flexión	79
7.3.1.2 Verificación a Corte	81
7.3.1.3 Verificación a Compresión	82
7.3.1.4 Verificación a Flexocompresión	82
7.3.1.5 Verificación a cargas perpendiculares a su plano	83
7.3.2 Verificación Tabique 7 (dirección y)	84
7.3.2.1 Verificación a Flexión	84
7.3.2.2 Verificación a Corte	85
7.3.2.3 Verificación a Compresión	86
7.3.2.4 Verificación a Flexocompresión	86
7.3.2.5 Verificación a cargas perpendiculares a su plano	87
7.4 Verificación de las deformaciones	88
7.5 Verificación de la Protección Biológica	89
7.5.1 Fuerza estática equivalente	89
7.5.2 Verificación al deslizamiento	91
7.5.3 Verificación al vuelco	92

Capítulo 8: CONCLUSIONES FINALES.....	97
8.1 Del Proyecto	97
8.2 De las Prácticas Supervisadas.....	97
BIBLIOGRAFÍA	98
ANEXOS	99
Anexo I – Análisis de cargas	99
A-I.1 Análisis de cargas. Estado D	99
A-I.2 Análisis de cargas. Estado L.....	101
Anexo II – Cálculo de la ductilidad global	102
Anexo III – Cálculo del centro de masa de cada nivel del edificio.....	103
Anexo IV - Planos	105

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 5.1 – Clasificación de los tabiques.....	38
Tabla N° 5.2 – Valores de ductilidad global (Tabla 3.1 del CIRSOC 103 Parte II capítulo 3.2.2).....	39
Tabla N° 6.1 – Factores de reducción de resistencia.....	42
Tabla N° 6.2 – Estados de cargas en SAP200.....	42
Tabla N° 7.1 - Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas (Tabla 9.5.a) del CIRSOC 201).....	45
Tabla N° 7.2 - Espesores mínimos de losas sin vigas interiores (Tabla 9.5.c) del CIRSOC 201).....	46
Tabla N° 7.3 – Carga permanente Losa n° 1.....	47
Tabla N° 7.4 – Carga permanente Losa n° 2.....	47
Tabla N° 7.5 – Carga permanente Losa n° 3.....	47
Tabla N° 7.6 – Carga permanente de Muros.....	48
Tabla N° 7.7 – Carga permanente de Tabiques.....	51
Tabla N° 7.8 – Sobrecargas.....	52
Tabla N° 7.9 – Velocidades básicas del viento en ciudades (Figura 1B del CIRSOC 102).....	52
Tabla N° 7.10 – Factor de direccionalidad del viento (Tabla 6 del CIRSOC 102).....	53
Tabla N° 7.11 – Factor de importancia (Tabla 1 del CIRSOC 102).....	53
Tabla N° 7.12 – Coeficientes de exposición.....	54
Tabla N° 7.13 – Coeficientes de presión interna para edificios (Tabla 7 del CIRSOC 102).....	56
Tabla N° 7.14 – Presión dinámica.....	59
Tabla N° 7.15 – Peso propio de los elementos estructurales del edificio.....	61
Tabla N° 7.16 – Valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación.....	63
Tabla N° 7.17 – Valores del factor de riesgo correspondiente a cada grupo de construcciones (Tabla 2 del CIRSOC 103 Parte I capítulo 5.2).....	65
Tabla N° 7.18 – Carga gravitatoria para cada nivel.....	66
Tabla N° 7.19 – Fuerza sísmica lateral en dirección x.....	66
Tabla N° 7.20 - Fuerza sísmica lateral en dirección y.....	67
Tabla N° 7.21 – Centro de masa de cada nivel.....	67
Tabla N° 7.22 – Masa rotacional.....	67
Tabla N° 7.23 – Momento torsor por nivel, dirección x.....	68
Tabla N° 7.24 – Momento torsor por nivel, dirección y.....	69
Tabla N° 7.25 – Esfuerzos para estado de carga D.....	72
Tabla N° 7.26 – Esfuerzos para estado de carga L.....	73
Tabla N° 7.27 – Esfuerzos para estado de carga W_1	73
Tabla N° 7.28 – Esfuerzos para estado de carga W_2	73
Tabla N° 7.29 – Esfuerzos para estado de carga W_3	74
Tabla N° 7.30 – Esfuerzos para estado de carga W_4	74
Tabla N° 7.31 – Esfuerzos para estado de carga E (sismo x).....	74
Tabla N° 7.32 – Esfuerzos para estado de carga E (sismo y).....	75
Tabla N° 7.33 – Combinación de acciones solicitantes.....	75
Tabla N° 7.34 – Combinaciones de acciones solicitantes (continuación).....	76
Tabla N° 7.35 – Combinaciones de acciones solicitantes (continuación).....	77
Tabla N° 7.36 – Combinaciones de acciones solicitantes (continuación).....	78
Tabla N° 7.37 – Resumen esfuerzos solicitantes.....	79
Tabla N° 7.38 – Control de la distorsión horizontal de piso, dirección x.....	88
Tabla N° 7.39 – Control de la distorsión horizontal de piso, dirección y.....	88

Tabla N° 7.40 – Valores límites de la distorsión de horizontal de piso	89
Tabla N° 7.41 – Componentes de la construcción	91
Tabla N° 7.42 – Dimensiones de las paredes de la protección biológica	94
Tabla N° 7.43 – Centro de masa de la nueva pared	94
Tabla N° 7.44 – Verificación al vuelco	94
Tabla AII. 1 - Valores de la ductilidad global (Tabla 3.1 del CIRSOC 103 Parte II capítulo 3.2.2).....	102
Tabla AII. 2 - Ductilidades globales de cada tabique	102
Tabla AIII. 1 - Calculo centro de masa Nivel 1 (losa 2)	103
Tabla AIII. 2 - Calculo centro de masa Nivel 2 (losa 1)	104
Tabla AIII. 3 - Calculo centro de masa Nivel 2 (losa 3).....	104

INDICE DE FIGURAS

Figura Nº 2.1 – Componentes de una Central Nuclear	15
Figura Nº 2.2 – Esquema de fisión nuclear	16
Figura Nº 2.3 – Esquema de fisión nuclear en cadena	16
Figura Nº 2.4 – Tipo de radiación según su interacción con la materia.....	23
Figura Nº 4.1 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – vista planta	30
Figura Nº 4.2 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – vista en corte	31
Figura Nº 4.3 – Sala del Reactor Nuclear RA-0	31
Figura Nº 4.4 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – vista en perspectiva	32
Figura Nº 4.5 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – Inspección visual	32
Figura Nº 4.6 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – Inspección visual (continuación) 33	
Figura Nº 4.7 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – Inspección visual (continuación) 33	
Figura Nº 4.8 – Plano estructural (nivel +5,20).....	34
Figura Nº 4.9 – Plano estructural (nivel +3,70).....	34
Figura Nº 5.1 – Tabique de hormigón armado: (a) estructura rígida; (b) tabique esbelto (mayor ductilidad); (c) tabique bajo (menor ductilidad)	35
Figura Nº 5.2 – Modos de falla de tabiques en voladizo. (a) Acciones en tabique; (b) falla por flexión;(c) falla por corte; (d) falla con deslizamiento; (e) falla por flexión y algo de deslizamiento.....	37
Figura Nº 5.3 – Tabiques sismorresistentes: (a) en voladizo; (b) acoplado	37
Figura Nº 5.4 – Mecanismo de colapso Tabique Aislado.....	39
Figura Nº 7.1 – Esquema de losa nervurada.....	44
Figura Nº 7.2 – Vista en planta del edificio – designación de paredes	55
Figura Nº 7.3 – Vista en corte de las paredes	55
Figura Nº 7.4 – Coeficientes de presión externa para sistema principal – Vista en Planta.....	57
Figura Nº 7.5 – Disposición de zonas en cubierta para determinar los coeficientes externos	57
Figura Nº 7.6 – Coeficiente de presión externa para zona 1 de cubierta (Figura 5B del CIRSOC 102).....	58
Figura Nº 7.7 – Cargas de diseño de viento – Viento OE	60
Figura Nº 7.8 – Cargas de diseño de viento – Viento SN	60
Figura Nº 7.9 –Fuerzas sísmicas horizontales y diagrama de esfuerzos de corte (dirección x)	66
Figura Nº 7.10 - Resumen de efectos traslacionales y torsionales sobre la estructura (dirección x)	69
Figura Nº 7.11 - Resumen de efectos traslacionales y torsionales sobre la estructura (dirección y)	69
Figura Nº 7.12 – Modelo de la estructura del Reactor Nuclear, SAP2000	71
Figura Nº 7.13 - Esquema de armadura longitudinal Tabique 8d	80
Figura Nº 7.14 - Esquema de deformaciones en el Tabique 8d	81
Figura Nº 7.15 – Datos de entrada del Tabique 8d, PPLAN	83
Figura Nº 7.16 – Diagrama de interacción del Tabique 8d, PPLAN	83
Figura Nº 7.17 - Esquema de armadura longitudinal Tabique 7	84
Figura Nº 7.18 - Esquema de deformaciones en el Tabique 6	85
Figura Nº 7.19 – Datos de entrada del Tabique 7, PPLAN	86
Figura Nº 7.20 – Diagrama de interacción del Tabique 7, PPLAN	87
Figura Nº 7.21 – Perspectiva de la protección biológica	89
Figura Nº 7.22 – Fuerza estabilizadora y desestabilizadora	92
Figura Nº 7.23 – Verificación al vuelco, designación de paredes	93
Figura Nº 7.24 – Determinación centro de masa de las paredes de la protección biológica.....	94

Figura N° 7.25 – Sala del Reactor Nuclear RA-0 actual.....	95
Figura N° 7.26 – Sala del Reactor nuclear RA-0 propuesta.....	95
Figura N° 7.27 – Perspectiva de la solución propuesta para la protección biológica ...	96

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 RESUMEN

En la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba se encuentra ubicado el Reactor Nuclear RA-0, denominado “reactor de investigación”. Este reactor está destinado a la realización de trabajos de investigación y actividades académicas. Entre las actividades académicas se destaca la educación y divulgación, que incluye la formación de personal y trabajadores, visitas de estudiantes, difusión de la energía nuclear y sus aplicaciones, docencia de grado y posgrado.

Por sus características y usos, es una estructura más pequeña y sencilla que aquellos reactores de potencia (como por ejemplo la Central Nuclear de Embalse destinada a la generación de energía eléctrica).

La Comisión Nacional de Energía Atómica (CNEA) ha realizado un pedido de evaluación de las instalaciones del Reactor Nuclear a la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. El Centro de Vinculación del Departamento de Estructuras de nuestra facultad está colaborando con este pedido en lo referido a la verificación estructural de la obra civil en la que se aloja el Reactor Nuclear RA-0.

Durante la operación del Reactor se produce una reacción química denominada “fisión nuclear” para lo cual utiliza como combustible Uranio enriquecido. Esta reacción genera una radiación electromagnética artificial. Las radiaciones transportan energía en forma de onda, y puede afectar a la salud de las personas si las dosis a las que se someten superan los límites establecidos.

Para proteger a las personas de estas radiaciones, existen los denominados sistemas de protección: biológico y estructural. El primero genera una barrera de espesor considerable entre la emisión de radiación y el receptor para así disminuir la dosis de las personas cercanas al reactor, y el segundo es una estructura que protege al reactor ante posibles eventos extremos o accidentes, evitando que se produzca algún derramamiento que pueda ser peligroso.

Esta Práctica Supervisada propone el estudio y verificación de la estructura formada por tabiques de hormigón armado que actualmente protegen al Reactor y del sistema de protección biológica compuesto por mampuestos simplemente apoyados.

1.2 ORGANIZACIÓN DEL INFORME

El presente informe se estructura dividiéndose en cinco partes, a saber:

- **INTRODUCCIÓN A LA PRÁCTICA SUPERVISADA: CAPÍTULO 1**
Se presenta un resumen del proyecto y se describen los objetivos y tareas del mismo. A sí mismo, se comenta cómo surge el proyecto.
- **REACTORES NUCLEARES. MARCO TEÓRICO: CAPÍTULO 2**
Aquí se da un breve marco teórico en materia de Reactores Nucleares, para familiarizarse con ciertos conceptos y que ayudará a definir a los sistemas de protección y por qué de la importancia de su verificación.
- **ANÁLISIS DE NORMAS APLICABLES: CAPÍTULO 3**
Se comentan aquellas normas aplicadas a Reactores Nucleares y se realiza un análisis en particular de aquella que será utilizada en el presente proyecto de evaluación estructural.
- **TABIQUE DE HORMIGÓN ARMADO. MARCO TEÓRICO: CAPÍTULOS 4 Y 5**
Se presenta y analiza todo lo referido al sistema sismorresistente que presenta el Reactor Nuclear RA-0. Se describe a la estructura y se habla del comportamiento estructural de la misma y sus posibles fallas.
- **VERIFICACIONES ESTRUCTURALES: CAPÍTULOS 6, 7 Y 8**
Primero se aclara el modo de realización de las verificaciones según lo establece el reglamento (con los estados de cargas y factores de resistencia utilizados). Y luego se realizan todos los cálculos necesarios para las verificaciones estructurales y se dan las conclusiones finales del trabajo realizado.

1.3 OBJETIVOS

El objetivo general de la presente práctica supervisada es la “*Verificación estructural de la obra civil del Reactor RA-0*”.

En particular, se realizarán las verificaciones estructurales de los sistemas de protección, tanto el biológico como el estructural, que posee el Reactor Nuclear RA-0 para garantizar que ante eventos extremos de gran magnitud las instalaciones del mismo no colapsarán ni se dañarán.

1.4 DESCRIPCIÓN DE LAS ACTIVIDADES REALIZADAS DURANTE EL EJERCICIO DE LA PRÁCTICA SUPERVISADA

Para llevar adelante y poder cumplir con los objetivos, las principales tareas que se desarrollaron fueron:

- Análisis de las diferentes normas de aplicación a Reactores Nucleares.
- Análisis de la norma de aplicación al caso particular del proyecto.
- Relevamiento geométrico de la estructura de contención del reactor.
- Confección de planos de arquitectura y estructurales.
- Análisis de cargas (gravitatorias, sismo, viento) y definición de los estados de cargas actuantes.

- Modelación numérica de la estructura con un software de análisis estructural.
- Verificación estructural de las estructuras de contención (tabiques de hormigón armado y mampuestos simplemente apoyados).
- Desarrollo de memorias de cálculo.

1.5 MARCO INSTITUCIONAL

La práctica supervisada fue realizada en el Centro de Vinculación del Departamento de Estructuras de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. El proyecto surge ante el pedido de la Comisión Nacional de Energía Atómica que precisa una evaluación de las estructuras que protegen al Reactor Nuclear RA-0, ubicado en dicha facultad, para asegurar que las protecciones del Reactor cumplan con las verificaciones necesarias para garantizar seguridad.

La Comisión Nacional de Energía Atómica (CNEA) es un organismo autárquico dependiente del Ministerio de Energía y Minería de la Nación. Fue creada en 1950 mediante el Decreto N° 10.936.

Sus facultades y funciones están establecidas en la Ley Nacional de la Actividad Nuclear (Ley N° 24.804). Principalmente el organismo se dedica al estudio, desarrollo y aplicaciones en todos los aspectos vinculados a la utilización pacífica de la energía nuclear. De acuerdo al artículo 1° de la Ley Nacional de la Actividad Nuclear, la CNEA en conjunto con la Autoridad Regulatoria Nuclear (ARN) “...ejercen las funciones de *investigación y desarrollo, regulación y fiscalización...*” en materia de seguridad nuclear.

La Autoridad Regulatoria Nuclear (ARN) es el organismo nacional argentino dedicado a la regulación de todo lo referido a la seguridad radiológica y nuclear, salvaguardias y seguridad física. Es una entidad autárquica en jurisdicción de la Presidencia de la Nación, creada en 1997 mediante la Ley Nacional N° 24.804 de la Actividad Nuclear.

La CNEA es propietaria de siete reactores nucleares de investigación, seis de ellos construidos en el país. Estos reactores fueron instalados en los centros atómicos Constituyentes (CAC), Ezeiza (CAE) y Bariloche (CAB), en el Complejo Tecnológico Pilcaniyeu (CTP) y en la **Universidad Nacional de Córdoba (UNC)** y la Universidad Nacional de Rosario (UNR).

Se colaboró y participó en todas aquellas tareas necesarias para poder realizar la verificación estructural de la obra civil del Reactor Nuclear RA-0. Es por ello, que estas prácticas supervisadas se encuadran bajo la modalidad PSPI/B (Práctica Supervisada Pasante Interno/Becario) dentro del convenio existente entre la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales y la Comisión Nacional de Energía Atómica.

CAPÍTULO 2: REACTORES NUCLEARES. MARCO TEÓRICO

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se dará un breve marco teórico referido a Reactores Nucleares para comprender algunas cuestiones del tema que se aborda en el presente informe y familiarizarse con algunas definiciones que ayudará a entender los capítulos siguientes.

El uso de Reactores Nucleares tiene muchas ventajas, como se verá a continuación, pero también presenta desventajas que, para el desarrollo de estas prácticas supervisadas, resultan muy importantes conocerlas para comprender el por qué se diseñan estructuras de protección en estas instalaciones y, poder así comprender por qué es sumamente importante verificar que dicha estructura se encuentre en perfecto estado.

2.2 CENTRALES NUCLEARES

2.2.1 Marco teórico

Una central nuclear es una instalación industrial cuya función consiste en generar energía eléctrica a partir de la propia energía nuclear. La energía nuclear es aquella que se genera mediante un proceso de fisión en el que se desintegran los átomos de un material denominado uranio. Dicha instalación resulta ser muy compleja y de alta seguridad, ya que una mínima falla podría producir efectos en el medio ambiente y en la salud de las personas muy graves.

Las centrales nucleares están compuestas de varias partes:

- El **Reactor Nuclear**, situado en el edificio de contención
- La Turbina
- El alternador
- El transformador
- El condensador
- Torre de refrigeración

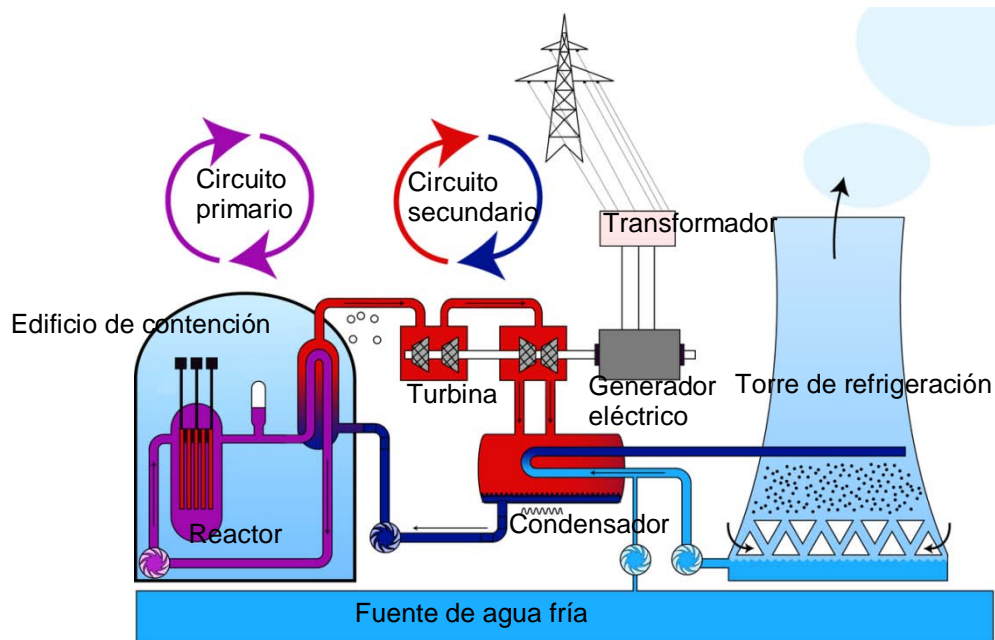


Figura Nº 2.1 – Componentes de una Central Nuclear

La característica principal de las centrales nucleares y que las diferencia de las centrales térmicas, es el empleo de combustible nuclear fisionable, que mediante reacciones nucleares libera gran cantidad de energía y logra proporcionar el suficiente calor con el que se hierve el agua que se encuentra en los reactores nucleares. Es decir, en las centrales nucleares no se quema nada ya que la forma de proporcionar energía calorífica (calor) en el agua para convertirla en vapor proviene de los Reactores Nucleares a partir de la fisión nuclear de los átomos del combustible nuclear (uranio), mientras que en las centrales térmicas se obtiene energía térmica mediante la quema de uno o varios combustibles fósiles.

El funcionamiento de una central nuclear se basa en el aprovechamiento del calor para mover una turbina por la acción del vapor de agua, la cual está conectada a un generador eléctrico. Para conseguir el vapor de agua se utiliza como combustible el uranio y se eleva su temperatura mediante reacciones químicas. El proceso se puede simplificar en cinco fases:

1. Debido a la fisión del uranio que se lleva a cabo en el **Reactor Nuclear**, se libera una gran cantidad de energía que calienta el agua hasta evaporarla.

La fisión nuclear es una reacción nuclear (sucede en el núcleo atómico) que consiste en la división del núcleo de un átomo pesado (en este caso el uranio) en dos o más elementos más ligeros, de forma que en esta reacción se libere una gran cantidad de energía (proceso exotérmico).

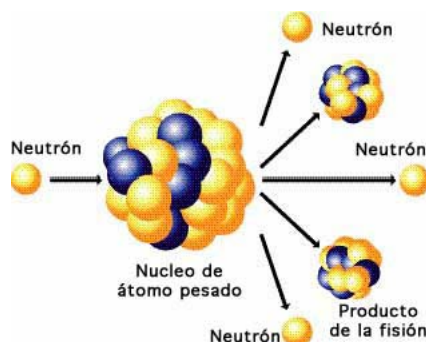


Figura Nº 2.2 – Esquema de fisión nuclear

Esta división es provocada por el bombardeo al núcleo de un átomo fisionable con un neutrón libre. Este neutrón libre es absorbido por el núcleo, haciéndolo inestable y entonces se partirá en dos o más pedazos con gran desprendimiento de energía. La energía que se emite, tanto en forma de radiación gamma como de energía cinética de los fragmentos de la fisión, calentará la materia que se encuentre alrededor del espacio donde se produzca la fisión.

Estos neutrones liberados, a su vez, pueden ocasionar más fisiones al interactuar con nuevos núcleos fisionables que emitirán nuevos neutrones y así sucesivamente, generando una reacción en cadena.

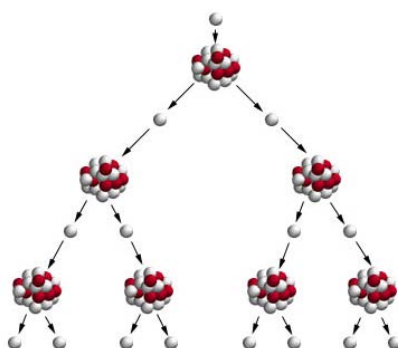


Figura Nº 2.3 – Esquema de fisión nuclear en cadena

2. Este vapor se transporta al conjunto turbina–generador mediante un circuito de vapor.
3. Una vez ahí, las aspas de la turbina giran por la acción del vapor y mueven el generador que trasforma la energía mecánica en electricidad.
4. Una vez el vapor de agua ha pasado por la turbina, se envía a un condensador donde se enfría y se vuelve líquido.
5. Nuevamente se transporta el agua al Reactor Nuclear para volver a conseguir vapor, cerrando así el circuito del agua.

Las principales ventajas de utilizar la energía nuclear es que es una energía limpia (no presenta ninguna incidencia en el llamado efecto invernadero), ya que no emite gases nocivos (como por ejemplo CO₂) que contribuyan al calentamiento de la Tierra y al empobrecimiento de nuestra atmósfera. Además, es una de las fuentes más baratas de producción de electricidad, donde la relación entre la cantidad de combustible utilizado y la energía obtenida es mucho mayor que en otras energías. Con respecto a

esta última ventaja, se observa que con 5 gr de uranio se produce la misma electricidad que con 3 barriles de petróleo o con 1000 kg de carbón mineral o 40 garrafas de gas o 2500 kg de leña.

Pero la utilización de este tipo de energía presentan dos desventajas muy importantes: existe un alto riesgo de contaminación en caso de accidente o sabotaje de las instalaciones del Reactor Nuclear y el costo de la construcción y mantenimiento de las centrales nucleares es elevado.

2.2.2 Situación en Argentina

En la actualidad, nuestro país cuenta con tres centrales nucleares para la generación de energía eléctrica:

- *Central nuclear Atucha I:*

Situada en la ciudad de Lima, partido de Zárate, distante a 100 km de la ciudad de Buenos Aires, Provincia de Buenos Aires. Fue inaugurada en 1974, siendo la primera central nuclear de Latinoamérica destinada a la producción de energía eléctrica de forma comercial. Presenta una Potencia 335 MWe

Pertenece al tipo de reactores PHWR (reactor de agua pesada presurizado), es refrigerada y moderada con agua pesada (óxido de deuterio, D₂O) y emplea uranio levemente enriquecido al 0,85%.

- *Central nuclear de Embalse:*

Situada en la ciudad de Embalse, Provincia de Córdoba. Fue inaugurada en 1984.

Pertenece al tipo de reactores PHWR (reactor de agua pesada presurizado tipo CANDU 6) y presenta una potencia eléctrica bruta de 648 MWe.

- *Central nuclear Atucha II:*

Situada en la ciudad de Lima, partido de Zárate, distante a 100 km de la ciudad de Buenos Aires, Provincia de Buenos Aires. Fue inaugurada en 2011.

Pertenece al tipo de reactores PHWR (reactor de agua pesada presurizado) y presenta una potencia eléctrica bruta de 745 MWe.

Además, se prevé la construcción de dos centrales nucleares más en el futuro:

- Central nuclear Atucha III, en la localidad bonaerense de Lima (muy cerca de Atucha II)
- Central nuclear ubicada en Rio Negro.

2.3 REACTORES NUCLEARES

2.3.1 Introducción

Una de las partes más importantes de las centrales nucleares, son los Reactores Nucleares. Son instalaciones complejas capaces de iniciar, controlar y mantener las reacciones nucleares (de fisión nuclear) en cadena que se produzcan en el núcleo de esta instalación.

Para construir un Reactor Nuclear es necesario disponer de combustible nuclear suficiente, llamado masa crítica. La masa crítica es la mínima cantidad de material requerido para que el material experimente una reacción nuclear en cadena.

2.3.2 Componentes de un Reactor Nuclear

El núcleo es la parte del reactor donde se produce y se mantiene la reacción nuclear en cadena. Su objetivo es calentar el agua del circuito primario. Se diseña para operar de forma segura y controlada, de modo que se maximice la cantidad de energía extraída del combustible. Cada componente del núcleo del reactor juega un papel importante en la generación de calor:

2.3.2.1 Combustible nuclear

El combustible nuclear es un material con capacidad de fisionarse lo suficiente como para llegar a la masa crítica, es decir, para mantener una reacción nuclear en cadena y tener una producción de energía constante. Se coloca de manera que se pueda extraer rápidamente la energía térmica que produce la fisión nuclear encadena.

Los combustibles nucleares varían dependiendo del tipo de reactor pero generalmente se utilizan derivados del uranio. Este uranio natural es extraído de rocas a través de una acción química y se separa del mineral. En otra planta el material extraído de la roca es convertido mediante procesos químicos, en Oxígeno de Uranio (UO_2 : uranio natural + oxígeno). Este es la materia prima para la fabricación del combustible nuclear y es preparado de distintas maneras según el tipo de reactor en el que se vaya a usar (reactor de potencia o reactor de investigación).

2.3.2.2 Barras de control

Las barras de control proporcionan un medio rápido para controlar la reacción nuclear en cadena. Permiten realizar cambios rápidos de potencia del reactor y su parada eventual en caso de emergencia y permiten controlar en todo momento la población de neutrones y mantener estable el reactor.

Están fabricadas con materiales absorbentes de neutrones (carburo de boro o aleaciones de plata, indio y cadmio, entre otros) y suelen tener las mismas dimensiones que los elementos de combustible.

2.3.2.3 Moderador

Únicamente con juntar mucho uranio en un solo lugar no es suficiente como para comenzar una reacción en cadena. Los neutrones resultantes de una reacción de fisión nuclear tienen una elevada energía cinética (adquieren mucha velocidad). Cuanta más alta sea su velocidad es menos probable que fisionen otros átomos de

modo que conviene reducir esta velocidad para incentivar nuevas reacciones en cadena. La disminución de la velocidad de los neutrones se obtiene por el choque entre estos neutrones contra los núcleos de los átomos del material moderador. Tras el impacto, una parte de la energía cinética del neutrón se transmite al núcleo, lo cual provoca la disminución de la velocidad del neutrón.

Los buenos materiales moderadores poseen masas atómicas bajas (agua, agua pesada). Esto maximiza la energía transferida en cada choque y por consiguiente el desaceleramiento del neutrón. Entre los moderadores más utilizados están el agua ligera, el agua pesada y el grafito.

2.3.2.4 Refrigerante

Para poder aprovechar la energía térmica que desprenden las reacciones de fisión nuclear se utiliza un refrigerante. La función del refrigerante es absorber dicha energía térmica y transportarla. El refrigerante debe ser anticorrosivo, con una gran capacidad calorífica y no debe absorber neutrones. El Reactor RA-0 no presenta un sistema de refrigeración ya que, como se verá en la sección correspondiente, al trabajar a potencias bajas no eleva demasiado su temperatura.

Los refrigerantes más usuales son gases, como el anhídrido carbónico y el helio, y líquidos como el agua ligera y el agua pesada. Incluso hay algunos compuestos orgánicos y metales líquidos como el sodio, que también se utilicen para esta función.

2.3.2.5 Blindaje

Cuando el reactor esté en operación, se genera gran cantidad de radiación. Es necesaria una protección para aislar a los trabajadores del foco de las radiaciones ocasionadas por los productos de fisión. Por ello, se coloca un blindaje biológico alrededor del reactor para interceptar estas emisiones. Los materiales más usados para construir este blindaje son el hormigón, el agua y el plomo. Más adelante se describe con más detalle el por qué es importante el blindaje en los reactores.

2.3.3 Tipos de Reactores Nucleares

La principal clasificación de los Reactores Nucleares se da de acuerdo a su finalidad, dividiéndolos en reactores de potencia y reactores de investigación.

2.3.3.1 Reactores de Potencia

Los reactores de potencia son aquellos que producen energía eléctrica, aprovechando la reacción nuclear convirtiendo el calor generado en el núcleo del reactor en alguna forma de trabajo mecánico. Se pueden clasificar según el moderador que utilicen. Generalmente, cada moderador tiene asociado un tipo de combustible y un tipo de refrigerante. Existen muchas posibles combinaciones de combustible, moderador y refrigerante y, por ende, muchos tipos de reactores, pero solo unas cuantas se han utilizado hasta el momento en reactores de uso comercial para la generación de electricidad. Los más utilizados son:

- *Reactor de agua ligera:*

Utilizan agua ligera como moderador y refrigerante. El combustible utilizado es el uranio ligeramente enriquecido en forma de dióxido de uranio. Los más utilizados son:

- Reactor de agua a presión (PWR – Pressurized Water Reactor)

- Reactor de agua en ebullición (BWR – Boiling Water Reactor).

- *Reactor de agua pesada:*

El reactor de agua pesada usa como combustible uranio natural y el agua pesada se utiliza como moderador y como refrigerante. Este tipo de reactor se ha desarrollado principalmente en Canadá (reactores tipo CANDU).

Las ventajas y desventajas que presentan los reactores de potencia resultan ser las mismas nombradas anteriormente para centrales nucleares, ya que tienen la misma finalidad (generar electricidad).

2.3.3.2 Reactores de Investigación

Los reactores de investigación son aquellos que tienen como propósito la obtención adecuada de partículas nucleares, más precisamente neutrones. Con la obtención de esos neutrones se pueden llevar a cabo diversos estudios sobre materiales, producir radioisótopos de diversas aplicaciones y realizar prácticas de entrenamiento.

Los objetivos principales de un reactor de investigación, según la CNEA, es proveer neutrones para:

- Conocer más acerca de la interacción de la radiación con los materiales.
- Investigar acerca del comportamiento de los neutrones en un reactor nuclear.
- Investigar sobre las radiaciones.
- Analizar materiales mediante técnicas no destructivas.
- Producir radioisótopos de uso medicinal, industrial y agropecuario.
- Investigar fenómenos físicos a nivel del átomo y sus núcleos.
- Desarrollar criterios de seguridad y radioprotección.
- Aprender sobre el manejo de reactores.
- Desarrollar e implementar terapias de cura de cáncer por medio de neutrones.
- Conocer mejor el comportamiento de los reactores.
- Poder simular condiciones neutrónicas de reactores de potencia a diseñar o ya diseñados.

Los reactores de investigación prestan servicios de diverso tipo muy relevantes a organismos públicos, a la medicina, a la educación, la industria y el sector agropecuario, contribuyendo enormemente al desarrollo científico y tecnológico de nuestro país.

El rango de potencia en que operan los reactores experimentales va desde unos pocos Watts hasta varias decenas de Watts. Por lo que, el área de estas instalaciones, comparada con la magnitud de la industria de centrales nucleares, es relativamente pequeña, pero su contribución al bienestar general y al avance del conocimiento no es menor. Al ser dispositivos más pequeños y simples que los reactores de potencia, operan a temperaturas más bajas y el combustible que utilizan requiere un mayor enriquecimiento del uranio-235, en la mayoría de los casos del 20%.

2.3.4 Reactor Nuclear RA-0

El Reactor Nuclear RA-0 se encuentra ubicado en la Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales. Es un reactor de investigación diseñado y construido en el periodo de 1959-1967, y en el año 1969 la Universidad Nacional de Córdoba y la Comisión

Nacional de Energía Atómica firman un convenio por el cual el Reactor RA-0 es trasladado a la capital de la provincia (en calidad de préstamo).

Su finalidad es la formación de nuevos técnicos y profesionales en el área de la energía nuclear y también el desarrollo de conciencia nacional en la aplicación de los usos pacíficos de la energía nuclear. Dentro de estos objetivos, encontramos actividades como: capacitación y entrenamiento de personal, visitas por parte de estudiantes, docentes, profesionales y del público en general, difusión de la energía nuclear y de sus aplicaciones, lo que contribuye a lograr su mejor comprensión y aceptación. También se tienen actividades que se vinculan con la docencia de grado en las carreras de Ingeniería Electrónica y Computación, Biomédica y Mecánica. Además, alumnos de distintas carreras de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, de la Universidad Nacional de Córdoba desarrollan su Práctica Profesional Supervisada y/o su Tesis de grado en el ámbito del RA-0, dirigidos por personal del RA-0. En el ámbito del posgrado se dictan cursos y se capacitan a profesionales.

Es un reactor de investigación de los denominados de potencia cero: Esto significa que trabaja normalmente a potencias muy bajas (del orden de 1 watt). Esta característica hace que no necesite sistema de refrigeración, pues el calor producido en el núcleo es muy poco.

El núcleo del reactor tiene una geometría de corona circular formada por dos tanques concéntricos y separables de aluminio anodizado. El tanque interior es postizo y desmontable para permitir eventuales trabajos laterales que requieran configuraciones cilíndricas o no anulares.

Los elementos combustibles son de una mezcla en peso de 70% de óxido de uranio (UO_2) enriquecido al 20,09 % en uranio 235 (U^{235}), 15% de brea aglutinante y 15% de grafito. Dicha mezcla es extrudada, desgasada y envainada en aluminio anodizado. Limitando la zona activa del núcleo, existen dos volúmenes de reflector de grafito de pureza nuclear, que tiene perforaciones en las cuales se alojan los instrumentos de medición.

Como moderador, se usa agua liviana desmineralizada, la cual es almacenada en un tanque de reserva ubicado a nivel del piso. Una bomba centrífuga impulsa el agua a través de un calefactor de inmersión hacia el tanque del reactor. El llenado sólo es posible cuando una válvula de seguridad está en posición cerrada. La cañería de impulsión tiene una estrangulación de modo que la velocidad de llenado está limitada a valores compatibles con los requerimientos de seguridad. Esto es así pues el llenado implica adición de reactividad. La bomba del moderador posee un accionamiento manual y uno mecánico (temporizado) desde la consola de control. La válvula de seguridad conectada en la línea de descarga que va desde el tanque del núcleo al tanque de reserva, se abre mediante la acción de una serie de resortes tensionados que garantizan la falla de la misma hacia la condición más segura. El cierre se efectúa mediante electroimanes cuando se dan las condiciones lógicas para la inundación del núcleo.

2.4 SEGURIDAD EN REACTORES NUCLEARES

La energía nuclear es muy poderosa pero a la vez muy peligrosa. Si bien estas instalaciones presentan un diseño con la mayor seguridad posible, dentro de la opinión de la sociedad está siempre latente el miedo a un desastre provocado por un fallo humano, una avería, un ataque o a causa de las condiciones naturales.

Los residuos producidos en el proceso de fisión nuclear son altamente radiactivos y, por tanto, una importante amenaza para la salud de cualquier ser vivo, por lo que es necesario extremar las condiciones de seguridad.

2.5 RADIACIÓN

Durante la operación del Reactor se produce una reacción química denominada fisión nuclear. Esta reacción, que produce una desintegración de los núcleos de los átomos, genera una radiación electromagnética artificial, principalmente radiación gamma, que son altamente penetrantes.

Esta propiedad de los átomos se llama radiactividad y se puede aprovechar para la obtención de energía nuclear, se usa en medicina (radioterapia y radiodiagnóstico) y en aplicaciones industriales (medidas de espesores y densidades, entre otras). Pero, puede afectar a la salud de las personas si las dosis a las que se someten superan los límites establecidos.

En la vida cotidiana estamos constantemente sometidos a radiaciones de diferentes fuentes. Generalmente estas radiaciones son de muy baja dosis y la salud de las personas no sufre modificaciones. Cuando esta dosis se aumenta hay que empezar a considerar diferentes maneras de disminuirla para que las personas no se vean afectadas. Esto último sucede en los reactores nucleares, donde la radiación es alta, y por lo tanto son muy importantes todos aquellos sistemas que se utilizan para garantizar seguridad al personal de trabajo.

2.5.1 Tipos de radiaciones

2.5.1.1 Según su origen

La radiactividad puede ser:

- *Natural*: Existe en la naturaleza por la presencia de materiales radiactivos existentes en la corteza terrestre y es una radiación que se genera sin intervención humana.
- *Artificial o inducida*: fuentes de radiaciones creadas por el hombre. Es un tipo de radiactividad que surge de un isótopo que producimos previamente en el laboratorio mediante una reacción nuclear.

2.5.1.2 Según su interacción con la materia

- *Alfa*: Son flujos de partículas cargadas positivamente compuestas por dos neutrones y dos protones (núcleos de helio). Son desviadas por campos eléctricos y magnéticos. Son poco penetrantes, aunque muy ionizantes, y muy energéticas.

- **Beta:** Son flujos de electrones (beta negativas) o positrones (beta positivas), algo más penetrantes pero menos intensas que las radiaciones alfa.
- **Gamma:** Se trata de ondas electromagnéticas y es el tipo más penetrante de radiación. Al ser ondas electromagnéticas de longitud de onda corta, tienen mayor penetración y se necesitan capas muy gruesas de plomo u hormigón para detenerlas. Por ser tan penetrante y tan energética y generarse en un Reactor Nuclear, éste es el tipo más peligroso de radiación.

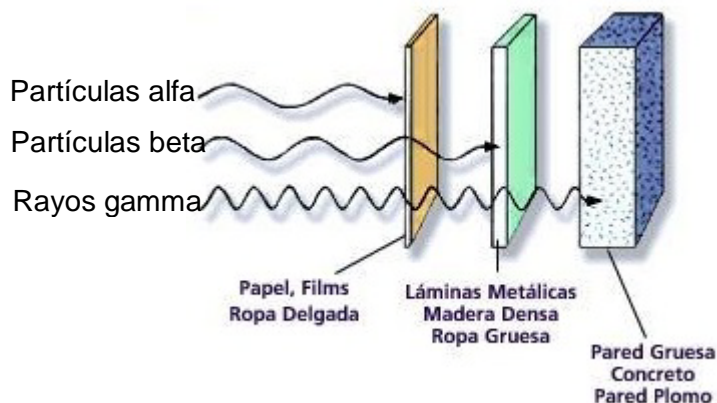


Figura N° 2.4 – Tipo de radiación según su interacción con la materia

Interesa la penetración de la radiación en la materia fundamentalmente por dos motivos: primero porque cuando la radiación es frenada se produce una conversión de la energía de la radiación en energía térmica y, segundo, porque la radiación es dañina para los sistemas biológicos y es necesario conocer cómo protegerlos de las fuentes de radiación.

2.5.2 Riesgos para la salud

Todo el personal que se encuentre cercano a un Reactor Nuclear estará sometido a radiaciones constantemente. La exposición a las radiaciones debe ser la menor posible ya que pueden producir efectos nocivos sobre las personas. Los efectos dependen de la distancia a la que se encuentre la persona de la fuente de radiación, tiempo de exposición del individuo a la radiación, además de la dosis y materiales radiactivos emitidos.

La dosis efectiva que se considera que empieza a producir efectos en el organismo de forma detectable es de 100 miliSieverts en un periodo de 1 año. Ante una exposición de dosis alta (por encima de los 100 mili sieverts), en un breve plazo se puede provocar efectos agudos, como malestar, quemaduras en la piel, caída de cabello, diarreas, náuseas o vómitos. También puede generar daños más graves a largo plazo, como el cáncer fundamentalmente, sobre todo leucemias y cáncer de tiroides.

Es por esto que es muy importante limitar la dosis a la que puede estar expuesto el personal, para impedir efectos nocivos inmediatos y minimizar los efectos no deseados a largo plazo. La dosis que puede recibir una persona no debe superar los límites establecidos. Los métodos de reducción de la dosis son:

1. Reducción del tiempo de exposición,
2. Aumento de la distancia entre las personas expuestas y la fuente de radiación,
3. Interponer blindaje entre las personas expuestas y la fuente de radiación (protección biológica).

2.5.2.1 Reducción del tiempo de exposición

En la mayoría de las instalaciones y operaciones, el tiempo de exposición está vinculado de manera aproximadamente lineal con la dosis por irradiación externa. Actuando sobre el tiempo de exposición, en general puede esperarse una reducción de la dosis directamente proporcional a la disminución del mismo. La reducción del tiempo de exposición debe ser compatible con la correcta realización de las operaciones necesarias para el buen funcionamiento de la instalación.

2.5.2.2 Aumento de la distancia entre las personas expuestas

El aumento de la distancia a la fuente de irradiación se traduce en una reducción de la tasa de fluencia de energía y, por consiguiente, de la tasa de dosis. Este método no es muy utilizado ya que generalmente es necesario estar cerca de las instalaciones del reactor, por lo que se busca otras maneras de disminuir la dosis.

2.5.2.3 Blindaje entre las personas y la fuente de radiación

Se denomina blindaje a todo sistema destinado a atenuar un campo de radiación por interposición de un medio material entre la fuente radiactiva y las personas a proteger. Se utilizan diferentes blindajes en función del tipo de radiación característico que se tenga en el lugar:

- *Partículas alfa:* El reducido alcance de las partículas alfa en aire y su escasa penetración en el tejido hacen innecesario cualquier tipo de protección contra la radiación externa.
- *Partículas beta:* La protección contra la irradiación externa a causa de partículas beta tiene por objeto evitar fundamentalmente la irradiación de la piel y el cristalino. Dado su alcance finito, la tasa de fluencia de partículas beta puede reducirse a cero si se interpone un material de espesor mayor o igual al alcance de las partículas en dicho material. Materiales como madera, ropa gruesa, sirven para protegerse de estas partículas.
- *Rayos Gamma:* Se colocará un material de espesor considerado capaz de atenuar el efecto de la radiación sobre las personas. Se utiliza mucho el plomo, hormigón o ladrillos macizos.

Cuando se producen las reacciones nucleares en los Reactores, se emite mucha radiación gamma, por lo tanto debe contar con blindajes a su alrededor, es decir, barreras especiales para atenuar estas radiaciones y así proteger al personal. Se trata de una defensa biológica contra la radiación desprendida en la fisión nuclear. Se construye generalmente una gruesa pared de hormigón o de ladrillos macizos que rodea el reactor y evita que la radiación escape al exterior.

2.6 SISTEMAS DE SEGURIDAD PARA REACTORES NUCLEARES

Los tres principales objetivos de los sistemas de seguridad nuclear, según lo define la Comisión Reguladora Nuclear (EEUU), son apagar el reactor, mantener la situación de apagado y **prevenir la liberación de material radiactivo durante eventos o accidentes**. Estos objetivos son alcanzados usando una variedad de equipamiento, los que son parte de diferentes sistemas, cada uno de los cuales desempeña funciones específicas.

Para el caso particular del Reactor Nuclear RA-0, la seguridad estará basado en prevenir que se libere material radiactivo o se dañe el reactor por la ocurrencia de algún evento extremo como ser un terremoto, y evitar que las radiaciones emitidas durante el uso de la instalación no afecten al personal. Para esto se contará con dos protecciones:

- *Contención primaria:* Se trata de una defensa biológica contra la radiación desprendida en la fisión nuclear construida con mampuestos sin mortero y con revoque (no cumple ninguna función estructural). Contiene al recipiente del Reactor y trata de disminuir la radiación gamma emitida desde los reactores al exterior. De esta manera se busca que el personal se encuentre expuesto a dosis de radiación por debajo de los límites permitidos.
- *Contención secundaria:* Abarca al sistema primario y encierra en su interior al Reactor Nuclear. Es una estructura de hormigón armado diseñado para que en caso de emergencia contenga un escape de gases radiactivos, y para proteger a toda la instalación del reactor de sismos severos, evitando que el Reactor se dañe. La contención es la última barrera de un escape radiactivo, siendo la primera la protección biológica.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS DE NORMAS DE APLICACIÓN

3.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realiza un análisis y descripción de las distintas normas de aplicación a Reactores Nucleares existentes. Se ha buscado información solamente de reglamentos de dos países, considerados muy desarrollados en materia de Reactores Nucleares. La información se buscó a partir de normas, publicaciones y artículos, con el fin de analizar si existen normas que puedan ser de aplicación al caso en particular del presente proyecto.

En las siguientes secciones se detallan las normas de aplicación para el caso particular de estudio del proyecto y que se utilizarán para las verificaciones estructurales del Reactor Nuclear RA-0.

3.2 NORMAS CANADIENSES

Canadá cuenta con varias centrales nucleares construidas en su país y es uno de los varios países que reglamentan el proceso completo del ciclo de vida de las instalaciones nucleares, desde la producción de combustible hasta la generación de energía, incluyendo reglamentación referido al diseño y seguridad de centrales nucleares.

El país presenta mucha reglamentación referida al tema, pero para el caso que interesa, existen las normas Canadian Station Association (CSA), que son una serie de normas destinadas a reglamentar el uso, diseño, mantenimiento, etc. de estas instalaciones nucleares. Estas normas son:

- CSA N287.1-93 (R2009) - currently being revised, General requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.
- CSA N287.2-08 - Material requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.
- CSA N287.3-93 (R2009) - currently being revised, Design requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.
- CSA N287.4-09 - Construction, fabrication, and installation requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.
- CSA N287.5-11 - Examination and testing requirements for concrete containment structures for nuclear power plants.
- CSA N287.6-11 - Pre-operational proof and leakage rate testing requirements for containment structures for nuclear power plants.
- CSA N287.7-08 - In-service examination and testing requirements for concrete containment structures for CANDU nuclear power plants.
- CSA N297 series - Requirements for seismic design and qualification of CANDU nuclear power plants.

Las normas aquí presentadas son de aplicación únicamente para centrales nucleares del tipo CANDU. Estas tienen la particularidad de utilizar un reactor de agua pesada presurizada (PHWR) las cuales usan Uranio natural como combustible y agua pesada como moderador y refrigerante.

En primer lugar, el Reactor Nuclear RA-0 es un reactor de investigación y las normas son sólo de aplicación para reactores de potencia. Además, el RA-0 utiliza Uranio enriquecido como combustible y agua liviana como moderador y no presenta un sistema de refrigeración por ser un reactor de baja potencia. Por lo tanto, se descartan los aportes que pudieran brindar estas norma CSA, ya que no es aplicable al caso particular del presente informe.

3.3 NORMAS NORTEAMERICANAS

Estados Unidos es el país que cuenta con el mayor número de centrales nucleares para generación de energía eléctrica, tiene casi la cuarta parte de todas las plantas nucleares que actualmente están funcionando en el mundo. Cuenta con 104 reactores nucleares.

Todas las normas que presenta Estados Unidos en materia de Reactores Nucleares, son el resultado de muchos años de estudios. Además, al ser un país sísmicamente activo hace que las normativas sean más precisas y esto implica consideraciones mayores en el diseño de centrales nucleares para garantizar su correcto funcionamiento durante toda su vida útil, resultando ser muy complejas y detalladas para garantizar seguridad a la sociedad.

El reglamento Argentino *CIRSOC 201 Capítulo 1 – Campo de validez* habla del alcance de aplicación de la misma, indicando en sus comentarios aquellas normas internacionales que pueden utilizarse para ciertas estructuras especiales. Para estructuras de Reactores Nucleares se encuentra las siguientes normas americanas de aplicación:

- *American Concrete Institute (ACI) 349-01 - Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*

Esta norma proporciona los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de aquellas estructuras de hormigón que forman parte de una planta de energía nuclear, y que tienen funciones relacionadas con la seguridad nuclear.

Dicho código no contempla el diseño y la construcción ni de los recipientes para los reactores ni de las estructuras de contención de hormigón, los cuales están regidos por la norma ACI 359.

- *ACI 349.1R-00 - Reinforced Concrete Design for Thermal Effects on Nuclear Power Plant Structures*

Este documento complementa al código ACI 349 y presenta un enfoque orientado al diseño de estructuras de hormigón armado considerando las cargas térmicas. El *ACI 349 Apéndice A* establece consideraciones generales de diseño para centrales nucleares considerando las cargas térmica en conjunto con las cargas no térmicas. No será de aplicación al Reactor RA-0 por trabajar el mismo a muy baja potencia, es decir, que no genera importantes aumentos de temperatura.

- *ACI349.3R-02 - Evaluation of Existing Nuclear Safety-Related Concrete Structures*

El propósito de este documento es proporcionar al propietario de la planta y al personal de ingenieros un apropiado procedimiento y respaldo para el examen del desempeño de las estructuras de una central nuclear (relacionado con la seguridad de la misma). Establece métodos de examinación, tanto visuales como pruebas técnicas, y sus recomendaciones.

- *ACI 359-01 - Code for Concrete Containments*

Este documento proporciona los requisitos para el diseño, construcción y utilización del hormigón para los recipientes de reactores y estructuras de contención de hormigón para las plantas de energía nuclear destinadas a la generación de energía eléctrica.

- *ASME (American Society of Mechanical Engineers)*
 - Section III - Rules for construction of nuclear facility components (Division I; II).

Se complementan a este código:

- Section II – Materials
- Section V - Non destructive Examination
- Section IX - Welding and Brazing Qualifications
- Section XI - Rules for In service Inspection of Nuclear Power Plant Components

ASME Section III establece reglas de seguridad para el diseño, construcción y protección contra la sobrepresión de componentes de instalaciones nucleares (calderas, recipientes de presión). Consta de 5 divisiones de las cuales mencionamos las referidas a los sistemas de contención:

- Division 1 – Rules for Construction of Nuclear Facility Components
- Division 2 – Code for Concrete Reactor Vessels and Containments

Del análisis de estas tres últimas normas se concluye que no son de aplicación para el caso particular en estudio. Esto queda justificado ya que del análisis surge que ACI y ASME son utilizadas para centrales nucleares, es decir, para reactores nucleares de potencia destinados a la generación de energía eléctrica. El Reactor RA-0 es de investigación (potencia cero) y entonces queda descartado toda norma antes mencionada.

3.4 NORMAS ARGENTINAS

Argentina no cuenta con reglamentación específica sobre diseño de Reactores Nucleares. Como se dijo anteriormente, en el CIRSOC 201 se deriva, para construcción de centrales nucleares, a las reglamentaciones norteamericanas. Las centrales nucleares que hacen referencia las normas ACI son aquellas destinadas a la generación de energía eléctrica, es decir, son instalaciones que trabajarán a muy altas potencias, requerirán sistemas de refrigeración y se deberán considerar múltiples variables para garantizar que la central nuclear sea segura en todos sus aspectos.

El Reactor Nuclear RA-0 es un reactor muy pequeño que si bien, es muy importante garantizar seguridad en el mismo para controlar las radiaciones, la instalación resulta ser de menor escala que en los reactores de potencia, por lo que aquí no se considerarán todas las variables posibles en el diseño y sí se asegurará que el reactor este confinado con una protección biológica y una estructura de contención que eviten la fuga de radiación en dosis importantes y que protejan al equipo propiamente dicho para que no se dañe frente a un terremoto de considerable magnitud.

Por lo tanto, en este trabajo se utilizarán las normas CIRSOC para todo lo referido con la verificación estructural de las estructuras de protección del Reactor RA-0.

Se detallan las reglamentaciones que en el presente informe se han utilizado para las verificaciones estructurales de la estructura del reactor nuclear RA-0:

- *CIRSOC 101-05 - Reglamento argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.*
- *CIRSOC 102-05 – Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.*
- *INPRES-CIRSOC 103-91 – Normas argentinas para construcciones sismorresistentes.*
 - Parte I: Construcciones en general.
 - Parte II: Construcciones de Hormigón Armado
- *CIRSOC 201-05 - Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.*

CAPÍTULO 4: RELEVAMIENTO GEOMÉTRICO

4.1 INTRODUCCIÓN

En el marco de esta Práctica Supervisada se confeccionaron planos de arquitectura y estructurales de las obras civiles del Reactor Nuclear RA-0, ya que no se contaba con estos documentos. Hay que aclarar que la estructura de contención de hormigón armado del Reactor tiene ya más de 50 años de antigüedad (fue construido en el periodo de 1959-1967) y no se tienen documentos de los planos que se necesitaron en esa época para su construcción.

Es muy importante poder conocer cómo se conforma el sistema estructural para poder realizar los análisis de cargas y luego las verificaciones pertinentes. Entonces, a partir de un relevamiento, tanto geométrico como visual de todo el edificio, se logró llegar a confeccionar planos de arquitectura de las instalaciones del Reactor y el plano estructural final.

A continuación se describe al edificio en donde se encuentra el Reactor Nuclear RA-0. En primer lugar se describirá a la arquitectura y luego al sistema estructural del edificio. Para mayor comprensión, se mostrarán algunas imágenes de la estructura, y en el *Anexo IV - Planos* se pueden observar todos los planos en detalle que se realizaron a partir del relevamiento geométrico (planos nº 1 a 13).

4.2 DESCRIPCIÓN DE LA ARQUITECTURA DEL EDIFICIO

Este edificio de 230 m² de superficie cubierta, cuenta con 5 habitaciones con todo el equipamiento necesario para realizar las tareas de investigación y también equipadas para poder dictar clases allí. Además de estas habitaciones, se tiene la sala donde se encuentra el reactor nuclear RA-0 (figura 4.1).

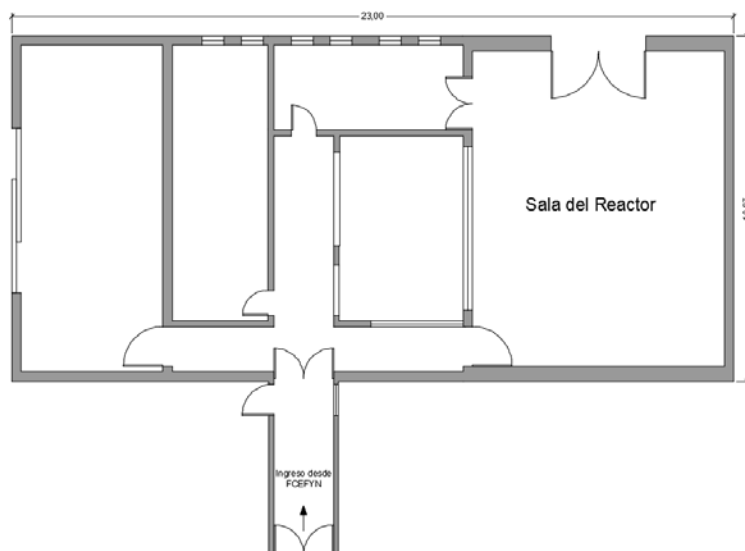


Figura Nº 4.1 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – vista planta

Es un edificio que en planta tiene una forma rectangular, de 23 m de largo por 10,97 m de ancho. Presenta sólo un nivel de piso y el ingreso al edificio se da a partir de un pasillo que conecta el edificio del Reactor Nuclear con la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. En elevación presenta una configuración escalonada.

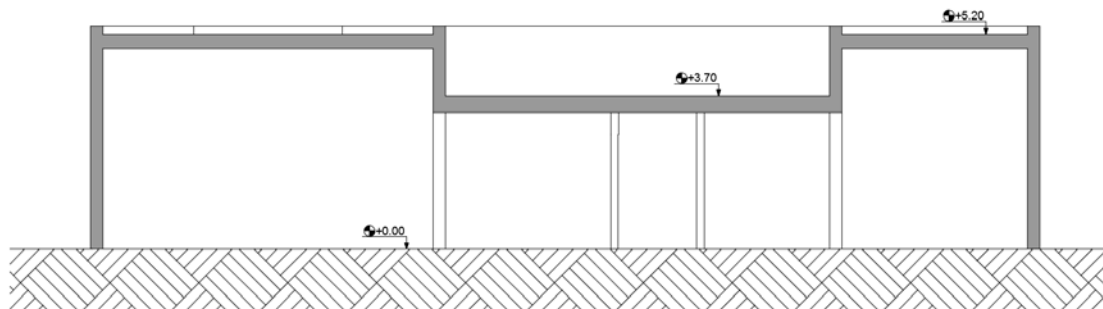


Figura N° 4.2 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – vista en corte

En el interior del edificio, en la sala del reactor precisamente, se observa una estructura de mampuestos de bloques de hormigón que rodean al Reactor Nuclear. La mampostería se encuentra sin mortero, es decir los mampuestos están apoyados uno sobre otros, y todo el conjunto conforma la protección biológica del reactor. Esto último nos dice que esta protección no cumple con ninguna función estructural, simplemente es para evitar la radiación sobre el personal, como ya se explicó en la sección 2.6 (contención primaria). A pesar de no cumplir con ninguna función estructural, la verificación debe hacerse porque al estar solo apoyados unos sobre otros ante un sismo puede caerse esta estructura y dañar al reactor, con todas las consecuencias que esto puede traer.

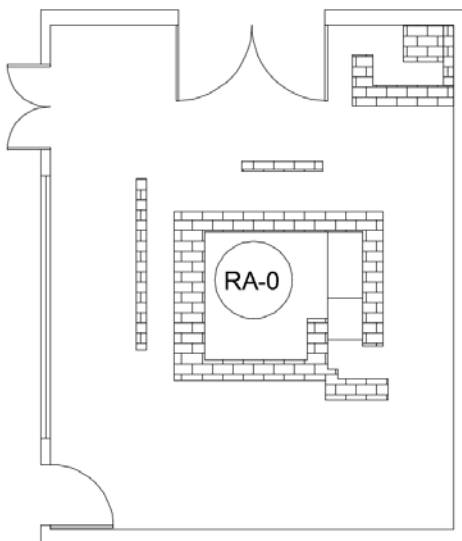


Figura N° 4.3 – Sala del Reactor Nuclear RA-0

En la siguiente figura se observa una vista en perspectiva del edificio, observando su configuración tanto en planta como en elevación descritas anteriormente.



Figura N° 4.4 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – vista en perspectiva

4.3 INSPECCIÓN VISUAL

Se muestran fotos de la Obra Civil del Reactor RA-0 que permitió, junto con los planos de arquitectura confeccionados, definir el sistema estructural.



Figura N° 4.5 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – Inspección visual



Figura Nº 4.6 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – Inspección visual (continuación)



Figura Nº 4.7 – Edificio del Reactor Nuclear RA-0 – Inspección visual (continuación)

4.4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

A partir del relevamiento geométrico se dibujaron los planos de arquitectura, y en conjunto con una inspección visual de toda la estructura, se realizó un estudio para poder entender cómo se conforma la estructura y así definir el sistema estructural del edificio del Reactor Nuclear RA-0. Esta tarea fue muy importante porque el planteo estructural fue el puntapié para comenzar a realizar los análisis de cargas y luego realizar la modelación numérica de la estructura en el programa SAP2000.

El edificio se compone de un esqueleto estructural construido completamente por tabiques de hormigón armado, de 30 cm de espesor, orientados tanto en el plano X-X como en el plano Y-Y. Esta configuración resulta ser el sistema principal resistente a las acciones externas y están diseñados para soportar acciones contenidas en su plano, es decir, para transmitir las cargas de su peso propio y las acciones laterales debidas al viento y principalmente al sismo, al sistema de fundaciones. La cubierta se compone de 3 losas nervuradas que apoyan directamente sobre los tabiques.

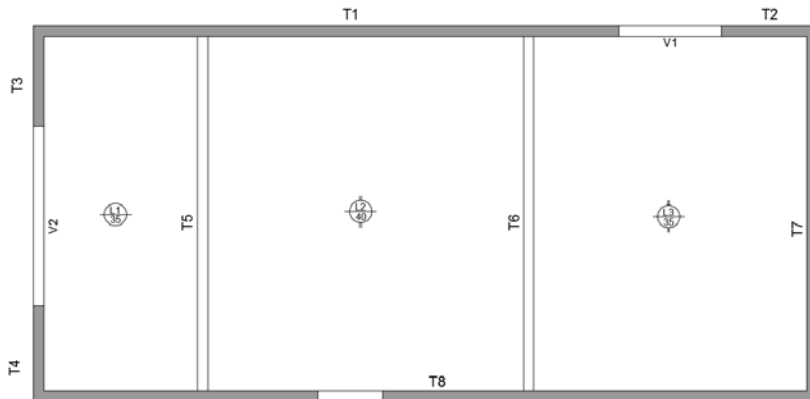


Figura N° 4.8 – Plano estructural (nivel +5,20)

En el interior de la estructura, la división de las distintas habitaciones fue construida con muros que presentan un espesor de 18 cm. Aquí se ha decidido no considerar a estos muros como resistentes ya que no se pudo conocer qué tipo de mampuesto se utilizó y si en la construcción se realizaron vigas de encadenado. Por lo que no se considerará que los muros en el interior del edificio aporten rigidez a la estructural.

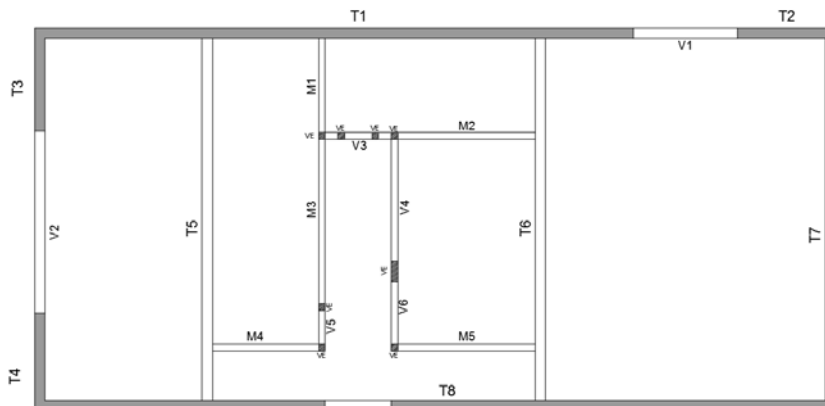


Figura N° 4.9 – Plano estructural (nivel +3,70)

La estructura aquí descrita se encuentra aislada de lo que es el edificio de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, y se comunica a través de un pasillo.

CAPÍTULO 5: TABIQUE DE HORMIGÓN ARMADO. MARCO TEÓRICO

5.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Los tabiques son pantallas de hormigón armado en las que su espesor es pequeño comparado con la altura y el largo. Cuando reciben cargas horizontales funcionan como ménsulas verticales empotradas en la base, deformándose por flexión, corte y rotación de la base. Son elementos estructurales muy rígidos, ya que admiten poca deformación piso a piso y presentan capacidad de resistir grandes fuerzas sísmicas, formando así un sistema muy eficiente para resistir fuerzas horizontales.

Son elementos sometidos principalmente a flexión y resultan ser estructuras isostáticas. Esto último nos garantiza la formación de una sola rótula plástica en la base, por lo que los requerimientos de ductilidad local serán altos para poder alcanzar ductilidades globales entre 4 y 6. Es por esto que estos tabiques son estructuras cuyo comportamiento se encuentra más próximo al elástico que al plástico. Además, los extremos de los tabiques están sometidos a esfuerzos alternados de tracción y de compresión muy elevados, por ello es necesario reforzar la armadura en esas zonas conocidas como columnas de borde.

Este sistema estructural presenta un muy buen control frente a las deformaciones totales y relativas (piso a piso). Por lo que aquellos elementos rígidos no estructurales (principalmente vidrio) que presenta el edificio del Reactor Nuclear RA-0 no se dañarán ya que las deformaciones no serán grandes, garantizando así confort y seguridad al no correr peligro de que el Reactor Nuclear pueda verse dañado por la caída de algún objeto.

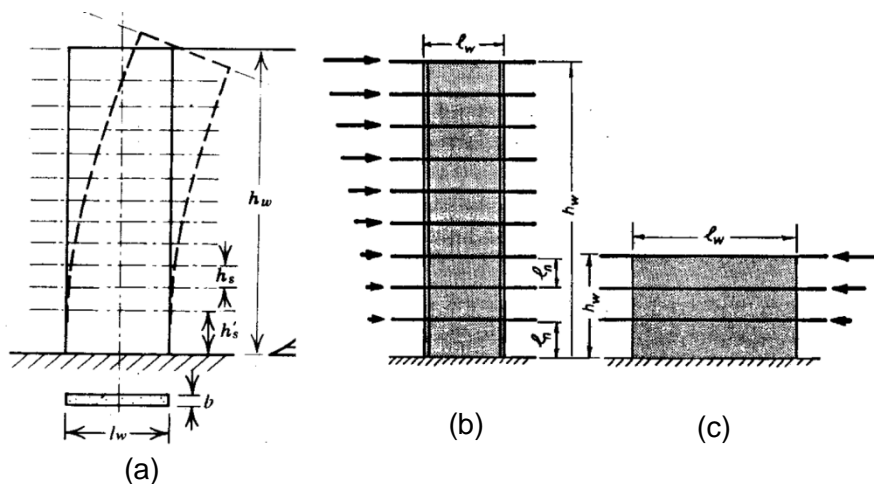


Figura N° 5.1 – Tabique de hormigón armado: (a) estructura rígida; (b) tabique esbelto (mayor ductilidad); (c) tabique bajo (menor ductilidad)

En todo diseño sismorresistente la filosofía se basa en que el comportamiento de la estructura, durante la ocurrencia del “terremoto de diseño”, permita que la misma incurra en el campo inelástico (se plastifique generando rótulas plásticas) con una adecuada performance, para resistir dicho movimiento sísmico sin colapso de la estructura. Pero en las estructuras de tabiques de hormigón armado resulta un poco difícil lograr buena ductilidad, ya que el grado de hiperestaticidad de los tabiques es cero (son estructuras isostáticas) por lo que para llegar al mecanismo de colapso se debe formar una sola rótula plástica. Otro de los desafíos que tiene el diseñador será

asegurar que, para la duración esperada del terremoto de diseño, la estructura y componentes deben ser capaces de sobrellevar grandes desplazamientos, seguramente más allá del límite elástico, sin que produzcan apreciables pérdidas de resistencia. También se debe mantener la integridad de la estructura para soportar cargas gravitatorias durante y luego del terremoto.

La elección de este sistema estructural tiene las siguientes ventajas:

- Poseen mayor rigidez que un pórtico, las deformaciones globales y piso a piso serán bajas (garantiza seguridad al Reactor que no se dañará), esto se acentúa al ser una estructura de poca esbeltez.
- Poseen mayor resistencia y pueden tomar mayores fuerzas.
- Suelen poseer elevada resistencia a flexión y a corte.

Además como se verá más adelante, el sistema estructural que contiene al Reactor Nuclear son tabiques aislados de poca esbeltez por lo que presenta algunas desventajas propias del tipo de estructura y que en el diseño son tenidas en cuenta para no correr ningún peligro:

- Poseen poca ductilidad por ser estructuras isostáticas (se formará sólo una rótula plástica en la base de cada tabique).
- Predomina el esfuerzo de corte y por ende, las fallas frágiles (se debe tener mucho cuidado con esto).

5.2 FORMAS DE FALLA

Primeramente se debe garantizar el comportamiento dúctil de los tabiques de hormigón armado que conforman la estructura de contención del Reactor Nuclear. Esto se logra con un buen diseño y apropiado detalle de armaduras en las zonas críticas y garantizando el comportamiento de flexión en la rótula plástica (evitando fallas por corte). Al cumplir tal objetivo se garantiza total seguridad en el Reactor Nuclear RA-0 frente a un sismo severo.

Por lo que, el fin de las verificaciones estructurales será asegurar que el sistema estructural se encuentra en buen estado y pueda cumplir con su función de proteger las instalaciones del Reactor ante la ocurrencia de un terremoto de diseño.

En esta sección se describen algunas posibles fallas que se pueden dar:

- *Flexión en la base*: Falla por predominio de flexión (es la que se procura que ocurra cuando se produzca el terremoto de diseño). Figura 5.2(b).
- *Falla por corte*: Relacionada con la esbeltez del elemento y se da por predominio de esfuerzo de corte (es la falla que se intenta evitar por ser frágil). Además de verificar al corte se debe de proveer de armadura de corte que cosa las grietas que se generen. Figura 5.2(c).
- *Falla por corte con deslizamiento en la zona plastificada*: Luego de producida la plastificación, las fisuras en el hormigón no se cierran completamente debido a las deformaciones permanentes que ha sufrido la armadura. En la zona de fisuras no cerradas se producen deslizamientos laterales en el tabique. Figura 5.2(d).

- *Falla por junta constructiva mal ejecutada:* para la estructura en estudio esta falla no se va a producir ya que la misma se encuentra hormigonada toda en un mismo momento (según inspección visual realizada).
- *Fallas de anclaje:* en la base se generan momentos importantes que si no hay un adecuado empotramiento o anclaje puede fallar. Es decir que debe haber continuidad con las fundaciones.

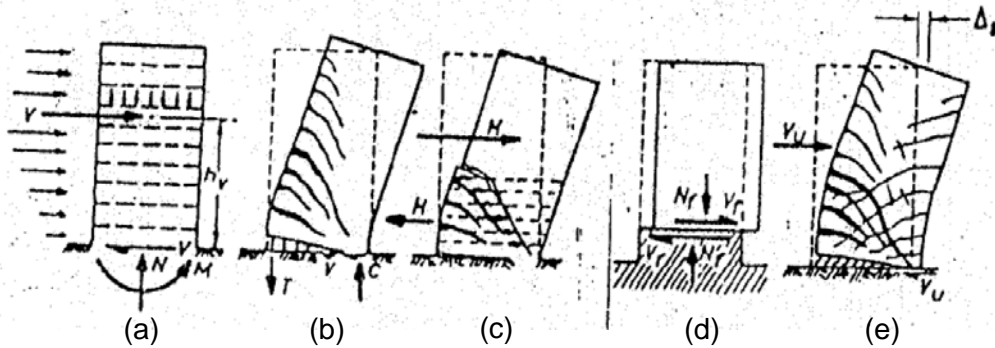


Figura N° 5.2 – Modos de falla de tabiques en voladizo. (a) Acciones en tabique; (b) falla por flexión; (c) falla por corte; (d) falla con deslizamiento; (e) falla por flexión y algo de deslizamiento

5.3 CLASIFICACIÓN DE TABIQUES

Las normas clasifican a los tabiques sismorresistentes en:

- *Tabique sismorresistente en voladizo (aislado):* Son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste solamente por flexión (Figura 6.3(a)). El mecanismo de colapso se generará por una rótula plástica situada en la base de los tabiques. El mecanismo resistente es por empotramiento. A su vez, se los divide en tabiques esbeltos y tabiques bajos.
- *Tabique sismorresistente acoplado:* Son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste por flexión y por una cupla provocada por esfuerzos axiales (Figura 6.3(b)). El mecanismo resistente en estos tipos es por empotramiento y efecto pórtico.

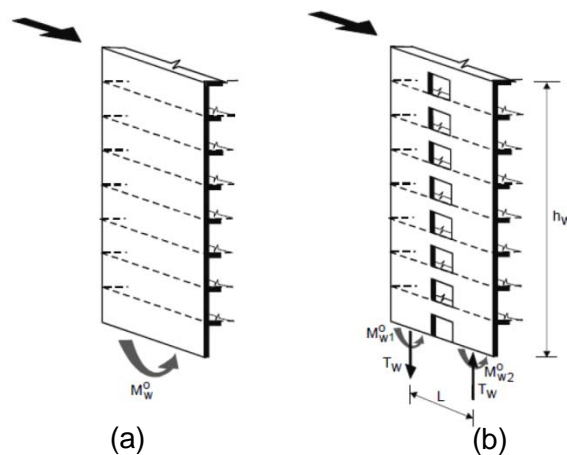
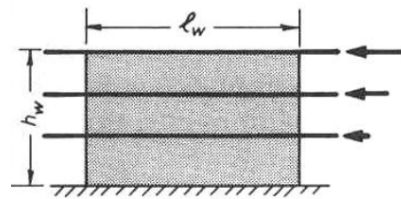


Figura N° 5.3 – Tabiques sismorresistentes: (a) en voladizo; (b) acoplado

La estructura de contención del Reactor Nuclear RA-0 como se dijo, está formada por tabiques de hormigón armado, los mismos resultan, de acuerdo a la clasificación nombrada, ser **tabiques bajos en voladizo**. Si bien los tabiques 1, 5 y 6 presentan vanos, los mismos no están dispuestos de manera tal que permitan que la estructura tenga un grado de acoplamiento adecuado para poder comportarse como un tabique acoplado.

Tabla N° 5.1 – Clasificación de los tabiques

Elemento	Altura (h_w) [m]	Largo (L_w) [m]	h_w/L_w
Tabique 1a	5.40	4.80	1.13
Tabique 1b	5.40	9.54	0.57
Tabique 1c	5.40	2.65	2.04
Tabique 2	5.40	2.65	2.04
Tabique 3	5.40	2.80	1.93
Tabique 4	5.40	2.65	2.04
Tabique 5	5.40	10.67	0.51
Tabique 6	5.40	10.67	0.51
Tabique 7	5.40	10.67	0.51
Tabique 8a	5.40	4.80	1.13
Tabique 8b	5.40	3.37	1.60
Tabique 8c	5.40	4.27	1.26
Tabique 8d	5.40	8.30	0.65
Como $h_w/L_w < 3$ --> Tabiques bajos			



Tabique aislado bajo

Los tabiques bajos se caracterizan por una relación de aspecto $A_r = h_w / l_w$ relativamente baja. **La resistencia potencial a flexión de tales elementos puede ser muy grande comparada con las fuerzas horizontales, aun cuando se coloquen sólo cuantías mínimas de armadura vertical.**

Debido a su baja altura, se deberían desarrollar fuerzas de corte muy elevadas para inducir una rótula plástica de flexión en su base. En consecuencia, **el comportamiento inelástico de tales tabiques bajos está fuertemente controlado por el corte** y, como se verá en el capítulo de cálculos, la estructura al tener demandas de ductilidad muy pequeñas responderá principalmente dentro del campo elástico, para evitar que se produzcan fallas frágiles en la base sin formación de rótulas plásticas.

En base a esto último mencionado, podemos dar otra clasificación a los tabiques de la estructura en estudio. Puedo decir que son **tabiques bajos elásticos en voladizo** donde la resistencia potencial de los mismos es tan grande que podrían responder prácticamente en rango elástico ante la ocurrencia del sismo más severo esperado en la zona para evitar fallas frágiles por el predominio del esfuerzo de corte.

Si bien los tabiques acoplados tienen la ventaja de ser más dúctiles (porque se genera un mayor número de rótulas plásticas), los tabiques aislados tienen la ventaja de ser más rígidos y como se explicó anteriormente, esto es una ventaja para evitar el daño en el Reactor. Como se puede apreciar en la tabla siguiente, la ductilidad de los tabiques aislados será baja y para la estructura en estudio se verá más adelante que su ductilidad es igual a 2 (ver Anexo II – Cálculo de la ductilidad global).

Tabla N° 5.2 – Valores de ductilidad global (Tabla 3.1 del CIRSOC 103 Parte II capítulo 3.2.2)

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	DUCTILIDAD GLOBAL - μ -
1) TABIQUES SISMORRESISTENTES EN VOLADIZO	$\frac{4}{z}$
2) TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	$\frac{5}{z} \leq \frac{3A + 4}{z} \leq \frac{6}{z}$
Donde:	
$1,00 < z = 2,50 - 0,50A_r < 2,00$	(3 - 2)
$\frac{1}{3} \leq A(\text{exp. 3-1}) \leq \frac{2}{3}$	

5.4 MECANISMO DE COLAPSO

En el diseño por capacidad es muy importante definir el mecanismo de colapso, es decir, definir las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, adecuado de la estructura sismorresistente del edificio.

Para las verificaciones estructurales que se realizarán el mecanismo de colapso no influye en las mismas, simplemente es importante conocer que el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Es por ello que deben evitarse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, falla de adherencia entre la armadura y el hormigón e inestabilidad de elementos (fallas frágiles).

Para tabiques en voladizo, se buscará que se logre desarrollar la rótula por flexión en la base del mismo, impidiendo todos los modos de falla frágil. La ubicación preferencial de dicha rótula se debe a que allí el momento flector es máximo y por lo tanto se tendrá allí la mayor disipación de energía ($E_{disipada} = M_f * giro$). Para un mismo giro se tendrá mayor disipación de energía cuando el momento sea mayor (y esto se da en la base).

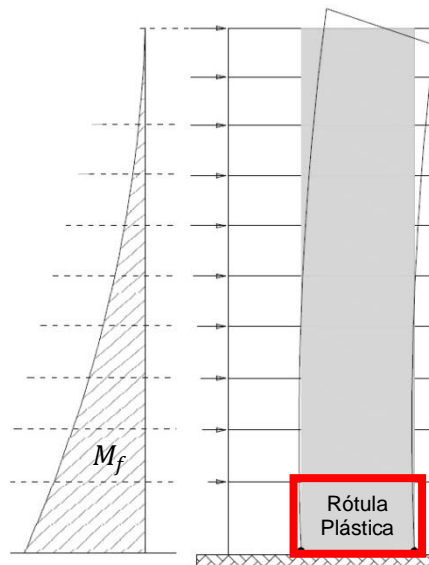


Figura N° 5.4 – Mecanismo de colapso Tabique Aislado

Al estar formada la estructura en estudio por tabiques de poca esbeltez, predominará el corte (tendrán poca ductilidad), por lo que se deberá evitar la posible falla frágil. Para asegurar que el corte no impida el comportamiento dúctil esperado de los

sistemas de tabiques y que los efectos de corte no reducirán significativamente la disipación de energía, no debe permitirse que este esfuerzo controle la respuesta. Por lo tanto, se debe llevar a cabo una estimación de la máxima fuerza de corte que puede ser desarrollada por un tabique estructural durante la respuesta sísmica extrema que asegure que la respuesta será controlada por la fluencia de flexión.

Los tabiques bajos cuentan con una sobre resistencia a flexión muy por encima de la requerida, aún con mínima cuantía de acero. En tales casos no aparecerán demandas de ductilidad o serán muy pequeñas, por lo que el tabique puede responder en el rango elástico. Por ello es innecesario diseñar el tabique con una fuerza de diseño mayor de la elástica, por lo que se impone el límite $V_{uw} \leq \mu \frac{V_E}{\phi}$.

CAPÍTULO 6: BASES DE DISEÑO

En el presente capítulo se mencionarán las normas y todas aquellas especificaciones de las mismas que se utilizaron para realizar el análisis de cargas y las verificaciones estructurales de la obra civil del Reactor Nuclear RA-0.

6.1 CARGAS A CONSIDERAR

Se detallan a continuación las acciones externas e internas que actuarán sobre la estructura de tabiques, que se consideraron en el análisis de cargas y que deberán cuantificarse para su posterior análisis.

- *Cargas Permanentes (D)*: Cargas en las cuales las variaciones a lo largo del tiempo son raras o de pequeña magnitud y tienen un tiempo de aplicación prolongado. En general, consisten en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio.

Las acciones permanentes son fáciles de cuantificar (se determinan con bastante certeza) y presentan muy poca variación en el tiempo.

- *Sobrecargas (L)*: Son aquellas originadas por el uso y ocupación de un edificio u otra estructura, y no incluye cargas debidas a la construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua, sismo, etc. Las sobrecargas en cubiertas son aquellas producidas por materiales, equipos o personal durante el mantenimiento, y por objetos móviles o personas durante la vida útil de la estructura.
- *Cargas de viento (W)*: Son acciones variables donde su magnitud presenta grandes variaciones en el tiempo, por lo que se adopta para la misma un valor medio. Poseen alta probabilidad de ocurrencia pudiéndose determinar con razonable precisión.
- *Cargas sísmicas (E)*: Se encuadran dentro de las acciones accidentales. La magnitud de este tipo de carga tiene grandes variaciones en el tiempo y presentan poca probabilidad de ocurrencia. Además, hay una gran incertidumbre en su determinación.

Con las verificaciones estructurales se busca garantizar que la estructura se encuentra en buen estado y presenta una resistencia adecuada para resistir todas las acciones a la que estará sometida, para así asegurar seguridad en el Reactor Nuclear y al personal que allí trabaja. Se utilizarán los factores de mayoración de carga para obtener las demandas últimas requeridas que actúan sobre la estructura, y los factores de reducción de resistencia que se aplicarán a las resistencias nominales.

En las combinaciones de cargas se observan los factores de mayoración que se aplican a cada estado de carga, mientras que los factores de reducción se tomarán de acuerdo a la siguiente tabla:

	Factor de reducción de resistencia (ϕ)
(a) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones máximas posibles que se desarrollan teniendo en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.	1,00
(b) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones provenientes de la combinación de los estados de carga – artículo 1.3., Parte II –:	
• Flexión con o sin tracción o compresión axial	0,90
• Corte y torsión	0,85
• Aplastamiento del hormigón	0,70

Tabla Nº 6.1 – Factores de reducción de resistencia

Nota:

- Tabla 7.1(a): Para las zonas donde se prevé comportamiento elástico (no se forma rótula plástica), las solicitaciones de diseño provendrán de la capacidad de las potenciales rótulas plásticas, considerando la sobrerresistencia provista por las variaciones en la tensión nominal y real del acero utilizado, el endurecimiento por deformación del acero, las secciones de las armaduras reales provistas y el confinamiento del hormigón.
- Tabla 7.1(b): Para las zonas donde se prevé la formación de rótula plástica de acuerdo a las combinaciones de estados de carga.

Para realizar un análisis estructural tridimensional al edificio en estudio, se modeló la estructura mediante el programa SAP2000. Se definieron 8 tipos de cargas:

Tabla Nº 6.2 – Estados de cargas en SAP200

Nombre de la carga	Tipo	Descripción
MUERTA	Dead	Cargas permanentes
VIVA	Live	Sobrecargas
VIENTO (O-E)	Wind	Viento x-x positivo
VIENTO (E-O)	Wind	Viento x-x negativo
VIENTO (S-N)	Wind	Viento y-y positivo
VIENTO (N-S)	Wind	Viento y-y negativo
SISMO X	Quake	Fuerza estática equivalente X
SISMO Y	Quake	Fuerza estática equivalente Y

6.2 COMBINACIONES DE ACCIONES PARA ESTADOS ÚLTIMOS

Para la verificación de la estructura, según establece el reglamento, se deben obtener las acciones solicitantes mayoradas y cumplir lo siguiente:

$$\text{Capacidad} \geq \text{Demanda}$$

$$\phi S_n \geq S_u$$

Se consideró las siguientes combinaciones de estados de cargas:

- 1) **C1** = 1,4 * D
- 2) **C2** = 1,2 * D + 1,6 * L
- 3) **C3.1** = 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 * W₁

- 4) $C3.2 = 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 * W_2$
- 5) $C3.3 = 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 * W_3$
- 6) $C3.4 = 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 * W_4$
- 7) $C4.1 = 1,2 * D + 1,6 * W_1 + 0,5 * L$
- 8) $C4.2 = 1,2 * D + 1,6 * W_2 + 0,5 * L$
- 9) $C4.3 = 1,2 * D + 1,6 * W_3 + 0,5 * L$
- 10) $C4.4 = 1,2 * D + 1,6 * W_4 + 0,5 * L$
- 11) $C5.1 = 1,278 * D + 1,0 * E_h + 0,5 * L$ (sismo x)
- 12) $C5.2 = 1,278 * D - 1,0 * E_h + 0,5 * L$ (sismo x)
- 13) $C5.3 = 1,278 * D + 1,0 * E_h + 0,5 * L$ (sismo y)
- 14) $C5.4 = 1,278 * D - 1,0 * E_h + 0,5 * L$ (sismo y)
- 15) $C6.1 = 0,9 * D + 1,6 * W_1$
- 16) $C6.2 = 0,9 * D + 1,6 * W_2$
- 17) $C6.3 = 0,9 * D + 1,6 * W_3$
- 18) $C6.4 = 0,9 * D + 1,6 * W_4$
- 19) $C7.1 = 0,978 * D + 1,0 * E_h$ (sismo x)
- 20) $C7.2 = 0,978 * D - 1,0 * E_h$ (sismo x)
- 21) $C7.3 = 0,978 * D + 1,0 * E_h$ (sismo y)
- 22) $C7.4 = 0,978 * D - 1,0 * E_h$ (sismo y)

Nota 1: Los efectos provocados por la acción sísmica, se determinaron de la siguiente manera (según establece el reglamento CIRSOC 103 Parte II capítulo 1.3):

$$E = E_h + E_v$$

Donde

$$E_v = 0,20 b D \gamma_d$$

$$E_v = 0,20 * 0,3 * D * 1$$

$$E_v = 0,078 D$$

Nota 2: Se consideró que el sismo no coexistió con el viento; y para el valor de sobrecarga se tomó solamente L.

6.3 NORMAS DE APLICACIÓN

Como se mencionó en el capítulo 4 del presente informe, para las verificaciones estructurales se siguieron los lineamientos que establecen los siguientes reglamentos:

- CIRSOC 101-05 - Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras.
- CIRSOC 102-05 - Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones.
- INPRES-CIRSOC 103 - Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes:
 - Parte I: Construcciones en general (1991).
 - Parte II: Construcciones de Hormigón Armado (2005).
- CIRSOC 201-05 - Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.

CAPÍTULO 7: MEMORIA DE CÁLCULO

7.1 CUANTIFICACIÓN Y ANÁLISIS DE CARGAS

En el capítulo 7 se mencionaron los estados de cargas que se iban a considerar y las combinaciones de cargas. En primera instancia se procede a la cuantificación de las cargas externas e internas que actúan sobre la estructura para luego realizar un análisis de las mismas de forma manual y obtener así los valores en $[KN/m^2]$ que será asignado al modelo de la estructura en SAP2000.

Nota: En el *Anexo IV - Planos* pueden verse los planos de arquitectura, plano estructural y los planos con las secciones de los tabiques que se utilizaron para calcular la magnitud de las cargas y que servirán para mayor comprensión al capítulo (Planos nº 1 al 18).

7.1.1 Cargas Permanentes (D)

El reglamento *CIRSOC 101 capítulo 3* establece que:

- “Las cargas permanentes se obtendrán multiplicando los volúmenes o superficies considerados en cada caso, por los correspondientes pesos unitarios que se indican en la *Tabla 3.1. para los materiales y conjuntos funcionales de construcción* y en la *Tabla 3.2. para otros materiales de construcción y almacenables diversos.*”

7.1.1.1 Losa

El relevamiento geométrico no permitió conocer con certeza qué tipo de losa se utilizó en la construcción del edificio. Se decidió considerar a la estructura formada por 3 losas nervuradas (del mismo tipo de losas que el edificio de la FCEFYN presenta).

Fijado el tipo de losa, el *CIRSOC 201-05 capítulo 8.11.2* establece las limitaciones dimensionales que nos sirve para definir geométricamente a las losas. En la siguiente figura se indica el esquema de losas nervuradas adoptado.

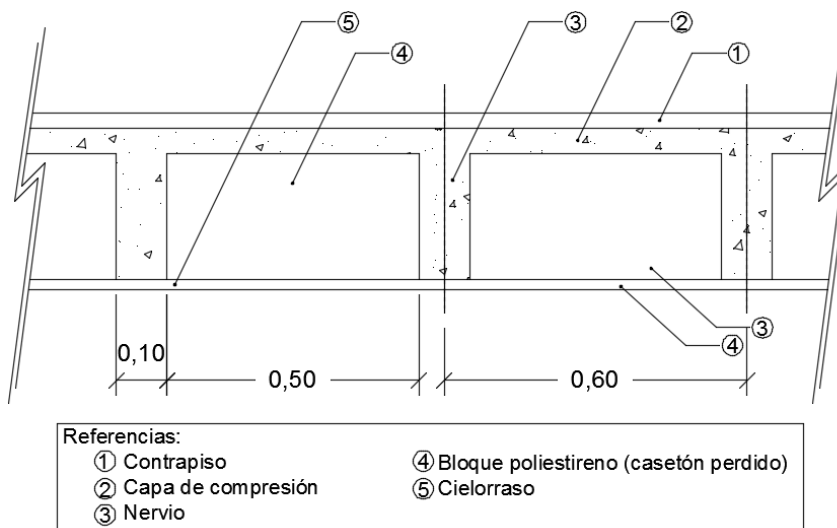


Figura Nº 7.1 – Esquema de losa nervurada

Con el relevamiento geométrico realizado se obtuvieron valores no muy precisos del espesor de las losas. Para tener aún más certeza del valor a adoptar para los espesores, se realizó un predimensionado.

- *Predimensionado de las losas:*

- *Losa n° 1 :*

$$L1 \rightarrow \frac{\text{Luz Mayor}}{\text{Luz menor}} = \frac{10,37 \text{ m}}{4,50 \text{ m}} = 2,30 > 2 \rightarrow \text{Losa n°1 armada en una dirección}$$

Considero a la losa simplemente apoyada.

Tabla N° 7.1 - *Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas (Tabla 9.5.a) del CIRSOC 201)*

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

La luz l se expresa en mm.
 Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$) y armadura con $f_y = 420 \text{ MPa}$.
 Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:
 a) Para hormigón liviano estructural con w_c comprendido entre 1500 y 2000 kg/m^3 , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, valor que debe ser igual o mayor que $1,09$.
 b) Para $f_y \neq 420 \text{ MPa}$, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión $(0,4 + f_y / 700)$.

$$h = \frac{l}{16} = \frac{4,50 \text{ m}}{16} = 28 \text{ cm} \rightarrow \text{espesor mínimo}$$

Se adopta para la Losa nervurada n° 1 armada en una dirección un espesor de $h = 35 \text{ cm}$

- *Losa n° 2 :*

$$L2 \rightarrow \frac{10,37 \text{ m}}{9,24 \text{ m}} = 1,12 < 2 \rightarrow \text{Losa n°2 armada en dos direcciones}$$

Tabla N° 7.2 - Espesores mínimos de losas sin vigas interiores (Tabla 9.5.c) del CIRSOC 201)

Tensión de fluencia especificada del acero f_y (MPa) (*)	Sin ábacos (**)			Con ábacos (**)		
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (***)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde(***)	
280	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{40}$ 40	$\frac{l_n}{40}$ 40
420	$\frac{l_n}{30}$ 30	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{36}$ 36
520	$\frac{l_n}{28}$ 28	$\frac{l_n}{31}$ 31	$\frac{l_n}{31}$ 31	$\frac{l_n}{31}$ 31	$\frac{l_n}{34}$ 34	$\frac{l_n}{34}$ 34

(*) Para valores de la tensión de fluencia de la armadura, comprendidos entre los indicados en la 1° columna, el espesor mínimo se obtendrá por interpolación lineal. A los fines de este Reglamento sólo se deberán utilizar valores de f_y iguales a **220 MPa, 420 MPa y 500 MPa** respectivamente. El valor correspondiente a $f_y = 500 \text{ MPa}$ se deberá obtener por interpolación lineal y el valor correspondiente a $f_y = 220 \text{ MPa}$ por extrapolación.

(**) El ábaco se define en el artículo 13.2.5. y en el Anexo al Capítulo 1.

(***) Se refiere a losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_l para la viga de borde debe ser: $\alpha_l \geq 0,8$.

Para **losas armadas en dos direcciones**, l_n , es la longitud de la luz libre en el sentido del lado mayor. Para losas sin vigas, es la longitud de la luz libre entre las caras internas de los apoyos. Para otros casos, es la distancia entre las caras internas de vigas u otro tipo de apoyos, en mm.

$$h = \frac{l_n}{30} = \frac{10,37 \text{ m}}{30} = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{espesor mínimo}$$

Se adopta para la Losa nervurada n° 2 armada en dos direcciones un espesor de $h = 40 \text{ cm}$

o Losa n° 3 :

$$L2 \rightarrow \frac{10,37 \text{ m}}{8,00 \text{ m}} = 1,30 < 2 \rightarrow \text{Losa n°3 armada en dos direcciones}$$

Tabla 9.5.c). Espesores mínimos de losas sin vigas interiores

Tensión de fluencia especificada del acero f_y (MPa) (*)	Sin ábacos (**)			Con ábacos (**)		
	Losas exteriores		Losas interiores	Losas exteriores		Losas interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde (***)		Sin vigas de borde	Con vigas de borde(***)	
280	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{40}$ 40	$\frac{l_n}{40}$ 40
420	$\frac{l_n}{30}$ 30	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{33}$ 33	$\frac{l_n}{36}$ 36	$\frac{l_n}{36}$ 36
520	$\frac{l_n}{28}$ 28	$\frac{l_n}{31}$ 31	$\frac{l_n}{31}$ 31	$\frac{l_n}{31}$ 31	$\frac{l_n}{34}$ 34	$\frac{l_n}{34}$ 34

(*) Para valores de la tensión de fluencia de la armadura, comprendidos entre los indicados en la 1° columna, el espesor mínimo se obtendrá por interpolación lineal. A los fines de este Reglamento sólo se deberán utilizar valores de f_y iguales a **220 MPa, 420 MPa y 500 MPa** respectivamente. El valor correspondiente a $f_y = 500 \text{ MPa}$ se deberá obtener por interpolación lineal y el valor correspondiente a $f_y = 220 \text{ MPa}$ por extrapolación.

(**) El ábaco se define en el artículo 13.2.5. y en el Anexo al Capítulo 1.

(***) Se refiere a losas con vigas entre las columnas a lo largo de los bordes exteriores. El valor de α_l para la viga de borde debe ser: $\alpha_l \geq 0,8$.

Para **losas armadas en dos direcciones**, l_n , es la longitud de la luz libre en el sentido del lado mayor. Para losas sin vigas, es la longitud de la luz libre entre las caras internas de los apoyos. Para otros casos, es la distancia entre las caras internas de vigas u otro tipo de apoyos, en mm.

$$h = \frac{l_n}{30} = \frac{10,37 \text{ m}}{30} = 35 \text{ cm} \rightarrow \text{espesor mínimo}$$

Se adopta para la Losa nervurada nº 2 armada en dos direcciones un espesor de $h = 35 \text{ cm}$

Definido los espesores de las losas, se cuantifica sus pesos propios:

Tabla Nº 7.3 – Carga permanente Losa nº 1

Losa nº 1 espesor = 35 cm			
Elemento	Espesor [m]	Peso Unitario [KN/m ³]	Peso Propio [KN/m ²]
Contrapiso	0.03	18	0.54
Capa de compresión	0.05	24	1.20
Nervio	0.25	24	6
Cielorraso	0.02	0.50	0.01
		q_{D1} =	7.75 KN/m²

Tabla Nº 7.4 – Carga permanente Losa nº 2

Losa nº 2 espesor = 40 cm			
Elemento	Espesor [m]	Peso Unitario [KN/m ³]	Peso Propio [KN/m ²]
Contrapiso	0.03	18	0.54
Capa de compresión	0.05	24	1.20
Nervio	0.30	24	7.20
Cielorraso	0.02	0.50	0.01
		q_{D2} =	8.95 KN/m²

Tabla Nº 7.5 – Carga permanente Losa nº 3

Losa nº 3 espesor = 35 cm			
Elemento	Espesor [m]	Peso Unitario [KN/m ³]	Peso Propio [KN/m ²]
Contrapiso	0.03	18	0.54
Capa de compresión	0.05	24	1.20
Nervio	0.25	24	6
Cielorraso	0.02	0.50	0.01
		q_{D3} =	7.75 KN/m²

Nota: se despreció el peso propio del bloque de poliestireno.

7.1.1.2 Muros de mampostería

Cuando se presente el análisis de carga realizado se verá que el peso de los muros no se los consideró, ya que las losas apoyan directamente en tabiques y sobre las mismas no hay peso de muros. Aun así se calcula el peso propio de los muros porque será de utilidad más adelante en el cálculo del peso de la estructura para determinar la carga sísmica equivalente (sección 7.1.4.1).

De acuerdo al relevamiento geométrico, todos los muros tienen un espesor de 18 cm y se consideró construidos con ladrillos macizos cuyas dimensiones son (12,5 cm x 26 cm x 5,5 cm), con revoque de 2,75 cm a cada lado (de la inspección visual realizada al edificio no se podía determinar con certeza el tipo de mampuesto que se había utilizado, aun así en función del espesor se definió que sean ladrillos).

Tabla N° 7.6 – Carga permanente de Muros

Muro de mampostería			
Elemento	Espesor [m]	Peso Unitario [KN/m ³]	Peso Propio [KN/m ²]
Ladrillo cerámico macizo común	0.125	17	2.13
Revoque	0.055	19	1.05
		q_{DM} =	3.17 KN/m²

7.1.1.3 Vigas

Al no tener datos sobre la construcción de las vigas, se desconocen sus dimensiones y ubicación. A pesar de esto, en función del plano de arquitectura confeccionado se definieron la ubicación de las vigas, quedando definida sus dimensiones en planta.

Para determinar la altura de las vigas se procedió a realizar un predimensionado de las mismas. El cálculo se fue realizando a medida que se obtenían las cargas que la losa le transfería a las vigas. El predimensionado consiste en determinar los momentos flectores máximos para cada estado de carga para luego mayorarlas y en función de este valor obtener la altura de la viga. Para esta etapa de predimensionado sólo se tendrán en cuenta las cargas gravitatorias y sobrecargas, ya que lo que se busca es obtener de manera rápida las dimensiones de las vigas para poder cuantificar sus pesos.

Nota 1: Las cargas que actúan sobre las vigas, debidas a las cargas D y L, pueden verse en el *Anexo I – Análisis de cargas* donde están los cálculos realizados.

Nota 2: En el *Anexo IV – Planos*, plano n° 20 y 21 se muestra el análisis de cargas.

Nota 3: Para mayor comprensión, En el *Anexo IV – Planos*, plano n° 12 al 18 se observan las designaciones utilizadas para las vigas.

- Viga n° 2 (V2):

$$\text{Estado D} \rightarrow Mu_D = \frac{q * l^2}{8} = \frac{17,40 \frac{KN}{m} * (5,22 m)^2}{8} = 59,30 KNm$$

$$\text{Estado L} \rightarrow Mu_L = \frac{2,25 \frac{KN}{m} * (5,22 m)^2}{8} = 7,70 KNm$$

$$M_u = 1,4 * D = 1,4 * 59,30 KNm = 83,00 KNm$$

$$M_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 59,30 KNm + 1,6 * 7,70 KNm = 83,50 KNm$$

Para el predimensionado se utilizará la siguiente expresión:

$$M_u = K_r * b * d^2 * f'c \quad (ec.1)$$

Se deben cumplir con ciertas limitaciones dimensionales (*INPRES-CIRSOC 103 Parte II capítulo 2.2*):

$$b \geq 200 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{l_n}{25} = \frac{5,22 \text{ m}}{25} = 0,21 \text{ m} \rightarrow \text{adopto } b = 30 \text{ cm}$$

$$h \leq \frac{100 b^2}{l_n} = \frac{100 * (0,30 \text{ m})^2}{5,22 \text{ m}} = 1,72 \text{ m}$$

Por otra parte, para una viga subarmada (comportamiento dúctil):

$$\varepsilon_s = 0,7 \%$$

$$K_r = 0,17$$

Entonces, de acuerdo a la ecuación 1, la altura útil de la viga será:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K_r * b * f'c}} = \sqrt{\frac{83,50 \text{ KNm}}{0,17 * 0,30 \text{ m} * 20000 \text{ KPa}}} = 0,29 \text{ m}$$

Quedando las siguientes dimensiones:

VIGA n° 2:

$$**h = 35 \text{ cm}**$$

$$**b = 30 \text{ cm}**$$

Nota 4: Se adoptó un hormigón H-20

- Viga n° 1 (V1):

$$\text{Estado D} \rightarrow Mu_D = \frac{10,40 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (3,00 \text{ m})^2}{8} = 11,70 \text{ KNm}$$

$$\text{Estado L} \rightarrow Mu_L = \frac{1,35 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (3,00 \text{ m})^2}{8} = 1,50 \text{ KNm}$$

$$M_u = 1,4 * D = 1,4 * 11,70 \text{ KNm} = 16,40 \text{ KNm}$$

$$**M_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 11,70 \text{ KNm} + 1,6 * 1,50 \text{ KNm} = 16,44 \text{ KNm}**$$

Limitaciones dimensionales (*INPRES-CIRSOC 103 Parte II capítulo 2.2*):

$$b \geq 200 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{l_n}{25} = \frac{3,00 \text{ m}}{25} = 0,12 \text{ m} \rightarrow \text{adopto } b = 30 \text{ cm}$$

$$h \leq \frac{100 b^2}{l_n} = \frac{100 * (0,30 \text{ m})^2}{3,00 \text{ m}} = 3,00 \text{ m}$$

Para una viga subarmada (comportamiento dúctil):

$$\varepsilon_s = 0,7 \%$$

$$K_r = 0,17$$

De acuerdo a la ecuación 1 la altura útil de la viga será:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K_r * b * f'c}} = \sqrt{\frac{16,44 \text{ KNm}}{0,17 * 0,30 \text{ m} * 20000 \text{ KPa}}} = 0,13 \text{ m}$$

Quedando las siguientes dimensiones:

VIGA n° 1:

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Para el predimensionado de las restantes vigas (V3-7) se consideró que las mismas soportan el peso de la losa n° 2 y el peso propio del muro que apoya sobre ella. Se calcula solo la viga V4 por ser la que se encuentra solicitada a un mayor momento flector y las restantes vigas adoptarán estas dimensiones.

- Viga n° 4 (V4):

$$\begin{aligned} \text{Estado D} \rightarrow Mu_D &= \frac{(q_{D\text{losa}} + q_{D\text{muro}}) * l^2}{8} = \\ Mu_D &= \frac{\left(25,30 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 3,17 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,32 \text{ m}\right) * (3,50 \text{ m})^2}{8} = 40,30 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Estado L} \rightarrow Mu_L = \frac{8,30 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * (3,50 \text{ m})^2}{8} = 12,70 \text{ KNm}$$

$$M_u = 1,4 * D = 1,4 * 40,30 \text{ KNm} = 56,42 \text{ KNm}$$

$$M_u = 1,2 * D + 1,6 * L = 1,2 * 40,30 \text{ KNm} + 1,6 * 12,70 \text{ KNm} = \mathbf{68,70 \text{ KNm}}$$

Limitaciones dimensionales (INPRES-CIRSOC 103 Parte II capítulo 2.2):

$$b \geq 200 \text{ mm}$$

$$b \geq \frac{l_n}{25} = \frac{3,50 \text{ m}}{25} = 0,14 \text{ m} \rightarrow \text{adopto } b = 20 \text{ cm}$$

$$h \leq \frac{100 b^2}{l_n} = \frac{100 * (0,20 \text{ m})^2}{3,50 \text{ m}} = 1,14 \text{ m}$$

Para una viga subarmada (comportamiento dúctil):

$$\varepsilon_s = 0,7 \%$$

$$K_r = 0,17$$

De acuerdo a la ecuación 1 la altura útil de la viga será:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{K_r * b * f'c}} = \sqrt{\frac{68,70 \text{ KNm}}{0,17 * 0,20 \text{ m} * 20000 \text{ KPa}}} = 0,32 \text{ m}$$

Quedando las siguientes dimensiones:

VIGAS n° 3 – 7:

$h = 35 \text{ cm}$

$b = 20 \text{ cm}$

7.1.1.4 Tabiques

De acuerdo a los planos de las secciones de los tabiques (*Anexo IV – Planos*, plano n°14 al 17), se calculó el peso propio:

Tabla N° 7.7 – Carga permanente de Tabiques

Tabiques						
Elemento	Largo [m]	Altura [m]	Espesor [m]	Superficie [m ²]	Peso Unitario [KN/m ³]	Peso Propio [KN]
T1a	4.80	5.40	0.30	25.92	24.00	186.62
T1b	9.54	5.40	0.30	42.27	24.00	304.34
T1c	2.65	5.40	0.30	14.31	24.00	103.03
T2	2.65	5.40	0.30	14.31	24.00	103.03
T3	2.80	5.40	0.30	15.12	24.00	108.86
T4	2.65	5.40	0.30	14.31	24.00	103.03
T5	10.67	5.40	0.30	48.20	24.00	347.04
T6	10.67	5.40	0.30	39.60	24.00	285.12
T7	10.67	5.40	0.30	57.62	24.00	414.85
T8a	4.80	5.40	0.30	25.92	24.00	186.62
T8b	3.37	5.40	0.30	18.20	24.00	131.03
T8c	4.27	5.40	0.30	23.06	24.00	166.02
T8d	8.30	5.40	0.30	44.82	24.00	322.70

Ya se tienen determinado las cargas permanentes de cada elemento estructural, las cuales servirán para realizar, junto con las cargas por sobrecarga, el análisis de cargas que las losas transmiten a las vigas y tabiques.

7.1.2 Sobrecargas (L)

Del reglamento *CIRSOC 101 Tabla 4.1* se definieron las sobrecargas uniformemente distribuidas que actuarán sobre las losas:

Tabla N° 7.8 – Sobrecargas

Destino	Carga [KN/m ²]	
	Azotea accesible privadamente (losa n° 2)	3
Azoteas inaccesibles (losas n° 1 y 3)	1	q _{L1} = q _{L3}

Una vez cuantificadas las cargas permanentes y sobrecargas, se procedió con el análisis de cargas de las mismas para determinar las cargas que la losa le transmite a los tabiques, los cálculos se observan en el *Anexo I – Análisis de cargas* y los planos en el *Anexo IV – Planos*, plano n°20 y 21.

7.1.3 Acción del Viento (W)

Las cargas de viento de diseño para el edificios en estudio, incluyendo tanto su sistema principal resistente a la fuerza del viento como sus elementos componentes (cubierta), se determinarán a partir del “*Método Analítico*” que se encuentra desarrollado en el reglamento *CIRSOC 102 capítulo 5*.

El procedimiento es aplicable a estructuras regulares y además, establece la forma de calcular la acción del viento para techo escalonado, que es el caso particular de la estructura en estudio. El procedimiento de diseño consta de 10 pasos que se detallan a continuación:

7.1.3.1 Determinación de la velocidad básica del viento V y del factor de direccionalidad K_d

En función de la ubicación geográfica del edificio se determina la velocidad básica del viento:

Tabla N° 7.9 – Velocidades básicas del viento en ciudades (Figura 1B del *CIRSOC 102*)

CIUDAD	V (m/s)
BAHIA BLANCA	55,0
BARILOCHE	46,0
BUENOS AIRES	45,0
CATAMARCA	43,0
COMODORO RIVADAVIA	67,5
CORDOBA	45,0
CORRIENTES	46,0
FORMOSA	45,0
LA PLATA	46,0
LA RIOJA	44,0

$$V = 45 \text{ m/seg}$$

Y de acuerdo al tipo de estructura se define el factor de direccionalidad del viento. El mismo tiene en cuenta las probabilidades reducidas de que los vientos máximos

provengan de cualquier dirección determinada y de que los coeficientes de presión máxima ocurran para cualquier dirección del viento.

Tabla Nº 7.10 – Factor de direccionalidad del viento (Tabla 6 del CIRSOC 102)

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d *
Edificios Sistema principal resistente a la fuerza de viento Componentes y revestimientos	0,85 0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares Cuadradas Hexagonales Redondas	0,90 0,95 0,95
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas Triangular, cuadrada, rectangular Toda otra sección transversal	0,85 0,95

$$K_d = 0,85$$

7.1.3.2 Determinación del factor de importancia I

Se determina el factor de importancia según el destino de la construcción y la importancia que tendría una falla de la estructura para la sociedad.

De acuerdo a la Tabla A-1 del CIRSOC 102, se definió a la estructura de **categoría III**.

Tabla Nº 7.11 – Factor de importancia (Tabla 1 del CIRSOC 102)

Categoría	I
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

$$I = 1,15$$

7.1.3.3 Determinación para cada dirección del viento de los coeficientes de exposición K_z y K_h

Se debe determinar primeramente la categoría de exposición para cada dirección del viento. La misma refleja las características de las irregularidades del terreno para el lugar en que se ubica el edificio. Dependen de la topografía natural, de la vegetación, de la densidad y altura de las construcciones existentes.

De acuerdo al lugar de emplazamiento del edificio del Reactor Nuclear se define como **categoría de exposición B**.

Los valores de los coeficientes de exposición se obtienen de la Tabla 5 del CIRSOC 102 según la categoría de exposición y según correspondan al sistema principal (caso 2) o a la cubierta (caso 1). Estos coeficientes consideran la variación de la presión

dinámica en altura desde el nivel del terreno. Para el caso en particular, la altura media del techo del edificio será:

$$h = \left(\frac{5,20 \text{ m} - 3,70 \text{ m}}{2} \right) + 3,70 \text{ m} = 4,45 \text{ m}$$

Luego:

Tabla N° 7.12 – Coeficientes de exposición

Altura [m]	K _z sist. Principal	K _z cubierta
0 - 5	0.59	0.72
5.20	0.596	0.72
h = 4.45	0.59	0.72

7.1.3.4 Determinación del factor topográfico K_{zt}

El factor topográfico considera la eventual existencia de lomas, escarpas o colinas y el correspondiente aumento de la velocidad del viento. Para el caso en estudio se supone que no existen irregularidades del terreno por lo que:

$$K_{zt} = 1$$

7.1.3.5 Determinación del factor de efecto ráfaga G

El factor de efecto de ráfaga tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la interacción estructura-turbulencia del viento. También considera los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la amplificación dinámica en edificios y estructuras flexibles. Depende de que la estructura sea rígida o flexible. El reglamento define como estructura rígida a aquel edificio cuya frecuencia natural es mayor o igual a 1 Hz.

Como se mencionara en el capítulo 5 del presente trabajo, la estructura que contiene al Reactor Nuclear resulta ser rígida (está formado por tabiques de hormigón armado), por lo que se tiene que:

$$G = 0,85$$

7.1.3.6 Clasificación de cerramiento

Se determina una clasificación del cerramiento en relación a las aberturas que presentan las paredes del edificio del Reactor Nuclear.

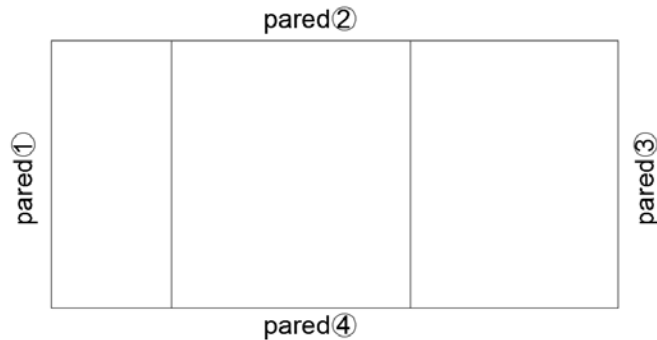


Figura N° 7.2 – Vista en planta del edificio – designación de paredes

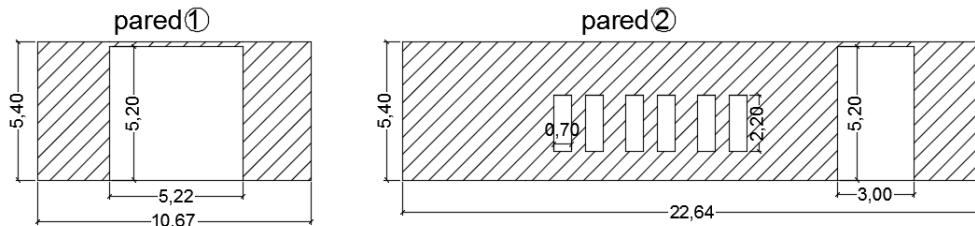


Figura N° 7.3 – Vista en corte de las paredes

- Verificación de edificio abierto para cada pared

Un edificio es *abierto* si tiene cada pared abierta por lo menos en un 80%:

$$A_0 \geq 0,80A_g$$

- Pared 1:

$$A_0 = 5,22 \text{ m} * 5,20 \text{ m} = 27,144 \text{ m}^2$$

$$A_g = 10,67 \text{ m} * 5,40 \text{ m} = 57,618 \text{ m}^2$$

$$0,80A_g = 0,80 * 57,618 \text{ m}^2 = 46,10 \text{ m}^2$$

$$27,144 \text{ m}^2 < 46,10 \text{ m}^2 \rightarrow \text{no cumple condición}$$

- Pared 2:

$$A_0 = 3,00 \text{ m} * 5,20 \text{ m} + 0,70 \text{ m} * 2,20 \text{ m} * 6 = 24,84 \text{ m}^2$$

$$A_g = 22,64 \text{ m} * 5,40 \text{ m} = 122,256 \text{ m}^2$$

$$0,80A_g = 0,80 * 122,256 \text{ m}^2 = 97,80 \text{ m}^2$$

$$24,84 \text{ m}^2 < 97,80 \text{ m}^2 \rightarrow \text{no cumple condición}$$

- Pared 3 y 4:

No presentan aberturas.

- Verificación de edificio parcialmente cerrado para cada pared

Un edificio es *parcialmente cerrado* si cumple simultáneamente las dos condiciones siguientes:

1. El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva es mayor que 1,10 veces la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio (paredes y techo):

$$A_0 \geq 1,10 A_{0i}$$

2. El área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva cumple:

$$A_0 > 0,40 m^2 \text{ o } A_0 > 0,01A_g \text{ (el que sea menor)}$$

○ Pared 1:

1. $A_0 = 27,144 m^2$
 $1,10A_{0i} = 1,10 * (27,144 m^2 + 24,84 m^2) = 57,18 m^2$

$$27,144 m^2 < 57,18 m^2 \rightarrow \text{no cumple condición simultáneamente}$$

○ Pared 2:

2. $A_0 = 24,84 m^2$
 $1,10A_{0i} = 1,10 * (27,144 m^2 + 24,84 m^2) = 57,18 m^2$

$$24,84 m^2 < 57,18 m^2 \rightarrow \text{no cumple condición simultáneamente}$$

Luego, el edificio es **CERRADO**.

7.1.3.7 Determinación del coeficiente de presión interna GC_{pi}

Se obtiene al coeficiente de presión interna en la siguiente tabla en función del tipo de cerramiento determinado en la sección anterior.

Tabla N° 7.13 – Coeficientes de presión interna para edificios (Tabla 7 del CIRSOC 102)

Clasificación de cerramiento	GC_{pi}
Edificios abiertos	0,00
Edificios parcialmente cerrados	+ 0,55 - 0,55
Edificios cerrados	+ 0,18 - 0,18

Notas:

1. Los signos más y menos significan presiones actuando hacia y desde las superficies internas.
2. Los valores de GC_{pi} se deben usar con q_z o q_h como se especifica en el artículo 5.12.
3. Para determinar los requisitos de carga crítica para la condición apropiada, se deben considerar dos casos:
 - I. un valor positivo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies internas.
 - II. un valor negativo de GC_{pi} aplicado a todas las superficies internas.

$$GC_{pi} = \pm 0,18$$

7.1.3.8 Determinación de los coeficientes de presión externa C_p

- Sistema principal resistente a la fuerza del viento

Los coeficientes de presión externa para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento C_p se obtuvieron a partir de la *Figura 3 y 4 del CIRSOC 102*, en función de las relaciones L/B , h/L y θ según el caso, y considerando signo positivo (+) para la presión actuando hacia la superficie externa y signo negativo (-) para la presión actuando desde la superficie externa:

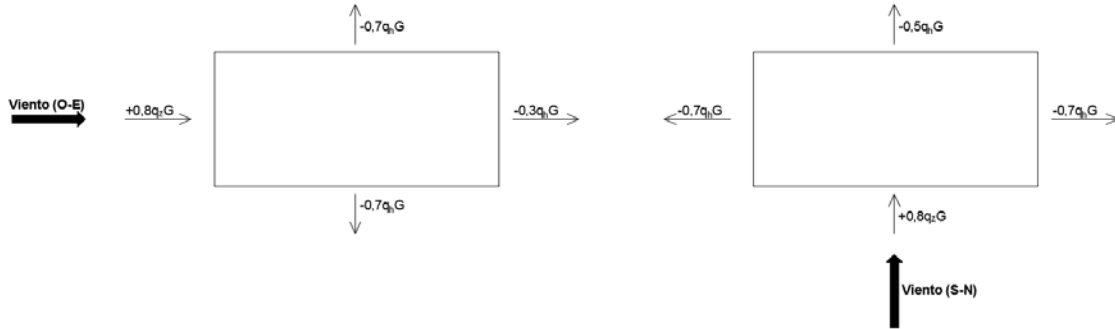


Figura N° 7.4 – Coeficientes de presión externa para sistema principal – Vista en Planta

- Cubierta escalonada

Para la determinación de los coeficientes se basó en el reglamento *CIRSOC 102*, *Figura 5C* que establece que: “En el nivel más bajo de las cubiertas planas escalonadas que se muestran en la *Figura 5C*, se deben aplicar las designaciones de zona y coeficientes de presión indicados en la *Figura 5B* ($\theta \leq 10^\circ$), excepto en la(s) intersección(es) de la cubierta con la pared superior, donde la Zona 3 se debe tratar como Zona 2 y la Zona 2 como Zona 1”.

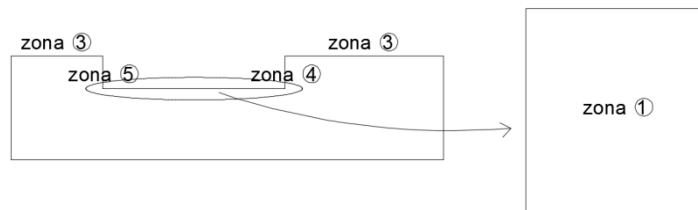


Figura N° 7.5 – Disposición de zonas en cubierta para determinar los coeficientes externos

La zona 2 se consideró no tenerla en cuenta ya que según el reglamento la ubicación de la misma era en las esquinas del nivel más bajo de la cubierta y el valor del coeficiente de presión externa era muy similar al de la zona 1. A su vez, el reglamento no indicaba los valores de los coeficientes de presión externa en las zonas 3, 4 y 5 (ver figura 8.5) por lo que se adoptó los que se indican a continuación:

$$\begin{aligned} \text{Zona 3} &= -0,5q_h G \\ \text{Zona 4} &= +0,8q_h G \quad (\text{Viento OE}) \\ \text{Zona 4} &= -0,5q_h G \quad (\text{Viento SN}) \\ \text{Zona 5} &= -0,3q_h G \quad (\text{Viento OE}) \\ \text{Zona 5} &= -0,5q_h G \quad (\text{Viento SN}) \end{aligned}$$

Para la zona 1 se determinó para cada dirección del viento el área efectiva, que es la longitud del tramo multiplicada por el ancho efectivo, siendo el ancho efectivo igual al ancho tributario pero no menor a un tercio de la longitud del tramo:

$$\text{Viento } O - E \rightarrow 9,24 \text{ m} * \frac{9,24 \text{ m}}{3} = 28,64 \text{ m}^2$$

$$\text{Viento } S - N \rightarrow 10,67 \text{ m} * \frac{10,67 \text{ m}}{3} = 38,00 \text{ m}^2$$

Luego, en la siguiente figura se obtuvo el coeficiente de presión externa para la zona 1:

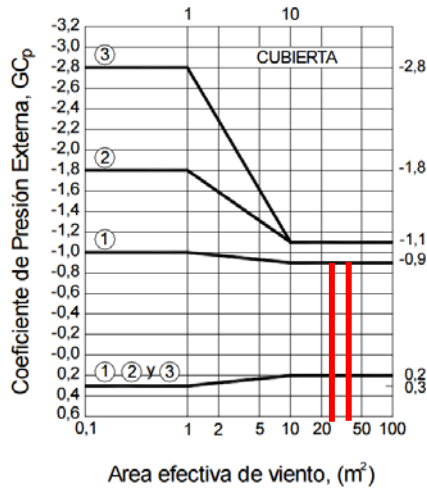


Figura Nº 7.6 – Coeficiente de presión externa para zona 1 de cubierta (Figura 5B del CIRSOC 102)

Para ambas direcciones del viento se tiene un coeficiente de presión externa para la zona 1:

$$GC_p = -0,90$$

7.1.3.9 Determinación de la presión dinámica q_z o q_h

La presión dinámica q_z , evaluada a la altura z , se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0,000613 K_z K_{zt} K_d V^2 I$$

Quedando:

$$q_z = 0,000613 * K_z * 1 * 0,85 * 45^2 * 1,10$$

$$q_z = 1,2134 K_z$$

Tabla N° 7.14 – Presión dinámica

Altura [m]	q_z (cubierta) [KN/m ²]	q_z (sist. principal) [KN/m ²]	
0 - 5	0.87	0.716	Promedio $q_z = 0.72$
5.20	0.87	0.723	
h = 4.45	0.87	0.72	q_h

7.1.3.10 Determinación de la carga de viento de diseño P

Para edificios rígidos la presión de diseño es:

$$P = q G C_p - q_i (G C_{pi})$$

Se indica a continuación los valores máximos de la carga de viento de diseño sobre cada superficie:

- *Sistema principal*

- *Viento O-E:*

Barlovento → $P = 0,72 * 0,85 * 0,80 - 0,72 * (-0,18) = \mathbf{0,62 KN/m^2}$

Laterales → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,70) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,56 KN/m^2}$

Sotavento → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,30) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,31 KN/m^2}$

- *Viento S-N:*

Barlovento → $P = 0,72 * 0,85 * 0,80 - 0,72 * (-0,18) = \mathbf{0,62 KN/m^2}$

Laterales → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,70) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,56 KN/m^2}$

Sotavento → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,50) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,43 KN/m^2}$

- *Cubierta*

- *Viento O-E:*

Zona 1 → $P = 0,72 * (-0,90) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,78 KN/m^2}$

Zona 3 → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,50) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,43 KN/m^2}$

Zona 4 → $P = 0,72 * 0,85 * 0,80 - 0,72 * (-0,18) = \mathbf{0,62 KN/m^2}$

Zona 5 → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,30) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,31 KN/m^2}$

- *Viento S-N:*

Zona 1 → $P = 0,72 * (-0,90) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,78 KN/m^2}$

Zona 3 → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,50) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,43 KN/m^2}$

Zona 4 → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,50) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,43 KN/m^2}$

Zona 5 → $P = 0,72 * 0,85 * (-0,50) - 0,72 * 0,18 = \mathbf{-0,43 KN/m^2}$

En el siguiente gráfico se observa un resumen de las cargas de viento, en [KN/m²], que actuarán sobre la estructura del Reactor Nuclear:

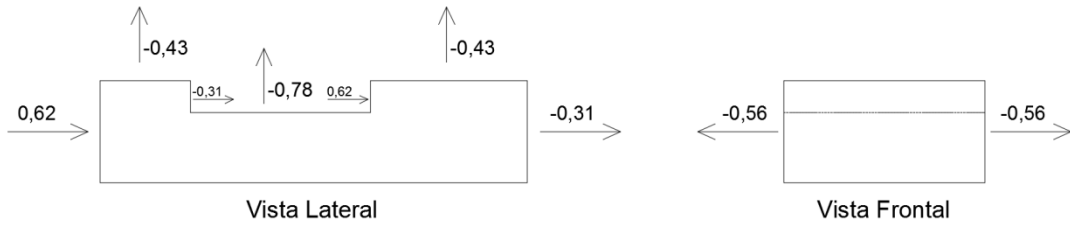


Figura Nº 7.7 – Cargas de diseño de viento – Viento OE

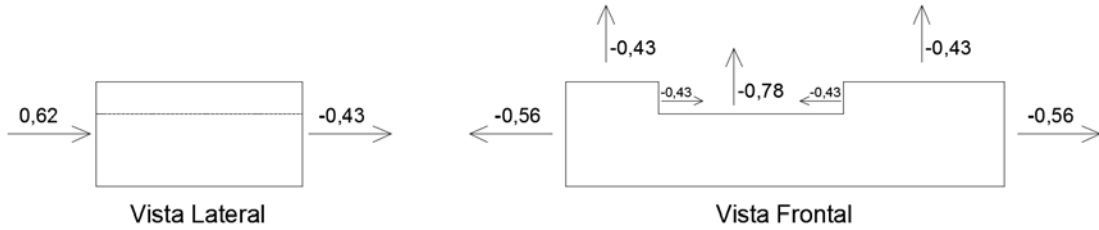


Figura Nº 7.8 – Cargas de diseño de viento – Viento SN

7.1.4 Análisis Sísmico

A continuación se detalla la determinación de las acciones sísmicas utilizando el **Método Estático Equivalente**. La estructura se analizará considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos direcciones ortogonales.

El sismo provoca un desplazamiento en la base del edificio. Para analizar la estructura, el Método Estático reemplaza a la excitación sísmica por un sistema de fuerzas estáticas proporcionales a las cargas gravitatorias y que provoca los mismos efectos que el movimiento del suelo. Este procedimiento de análisis, en general, es aplicable a estructuras de configuraciones regulares de distribución de rigideces y masas, tanto en elevación como en planta.

Se describe el procedimiento de cálculo para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales:

7.1.4.1 Peso de la estructura

Las cargas gravitatorias que se deberán considerar para la determinación de las acciones sísmicas, estarán compuestas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio:

$$W = G + \eta$$

Tabla N° 7.15 – Peso propio de los elementos estructurales del edificio

Elemento	Carga uniformemente distribuida [KN/m ²]	Largo [m]	Altura [m]	Espesor [m]	Superficie [m ²]	Peso Unitario [KN/m ³]	Peso Propio W _i [KN]	
D1	Losa 1	7.75	4.50	10.37	0.35	46.67	24.00	361.65
D2	Losa 2	8.95	9.24	10.37	0.40	95.82	24.00	857.58
D3	Losa 3	7.75	8.00	10.37	0.35	82.96	24.00	642.94
D4	Muro 1	3.17	2.70	3.30	0.18	8.91	17.00	28.24
D5	Muro 2	3.17	3.92	3.30	0.18	12.94	17.00	41.01
D6	Muro 3	3.17	4.72	3.30	0.18	15.58	17.00	49.38
D7	Muro 4	3.17	3.04	3.30	0.18	10.03	17.00	31.80
D8	Muro 5	3.17	3.92	3.30	0.18	9.34	17.00	29.60
D18	Muros sin designación	3.17	-	-	-	9.23	17.00	29.25
D9	Tabique 1	-	17.00	5.40	0.30	82.50	24.00	594.00
D10	Tabique 2	-	2.65	5.40	0.30	14.31	24.00	103.03
D11	Tabique 3	-	2.80	5.40	0.30	15.12	24.00	108.86
D12	Tabique 4	-	2.65	5.40	0.30	14.31	24.00	103.03
D13	Tabique 5	-	10.67	5.40	0.30	48.20	24.00	347.04
D14	Tabique 6	-	10.67	5.40	0.30	39.60	24.00	285.12
D15	Tabique 7	-	10.67	5.40	0.30	57.62	24.00	414.85
D17	Tabique 8	-	22.64	5.40	0.30	114.28	24.00	822.82
D19	Viga 1	-	3.00	0.35	0.30	1.05	24.00	7.56
D20	Viga 2	-	5.22	0.35	0.30	1.83	24.00	13.15
D21	Viga 3	-	0.80	0.35	0.20	0.28	24.00	1.34
D22	Viga 4	-	3.50	0.35	0.20	1.23	24.00	5.88
D23	Viga 5	-	0.98	0.35	0.20	0.34	24.00	1.65
D24	Viga 6	-	1.78	0.35	0.20	0.62	24.00	2.99
D25	Viga 7	-	3.00	0.35	0.20	1.05	24.00	5.04

Σ **4887.82**

$$W = \sum D_i + \eta L$$

De acuerdo a la *Tabla 6 del CIRSOC 103 Parte I*, para azoteas, techos y cubiertas inaccesibles, el factor de simultaneidad $\eta = 0$. El peso de la estura será entonces:

$$W = 4887,82 \text{ KN}$$

Nota: En la sección 8.3.4.7 del presente informe se realizará una distribución del peso del edificio y se lo aplicará en los niveles de losas. Esto permitirá determinar las fuerzas sísmicas laterales en cada nivel para asignarlas luego a los centro de masas en cada nivel en el modelo en SAP200.

7.1.4.2 Emplazamiento de la estructura

El reglamento divide al territorio de la República Argentina en cinco zonas de acuerdo con el grado de peligrosidad sísmica. El mapa de sismicidad que se conforma busca representar la magnitud del sismo en función de la distancia al foco. La ciudad de Córdoba se encuentra emplazada en la **ZONA 1**.

7.1.4.3 Período fundamental de la estructura T_0

El periodo fundamental de vibración de una estructura es una característica dinámica propia de la misma, y según lo establece el método estático equivalente, es el periodo del primer modo de vibración libre o modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis considerada.

El período de vibración se determinó a partir del modelo numérico realizado en el programa SAP2000, que considera las propiedades de la estructura en la dirección que se examina, aplicando los procedimientos de la dinámica estructural.

Para el edificio en estudio, se admite que la discretización de masas se realice concentrándolas en los niveles de losas de techo. Entonces, primeramente se calculó los centros de masas de la estructura (ver Tabla n° 7.21 del presente trabajo). Luego, en el modelo, se asignó a estas coordenadas la masa total del piso correspondiente. Al hacer correr el programa se obtuvieron los períodos de vibración del edificio en los dos sentidos perpendiculares de análisis.

$$T_{0x} = 0,19213$$

$$T_{0y} = 0,20783$$

7.1.4.4 Determinación de la pseudoaceleración S_a

Para cuantificar los efectos sísmicos en cada zona sísmica el reglamento define un espectro de respuesta que nos permite obtener la pseudoaceleración a partir del período de la estructura. A su vez, la norma define tres tipos de suelos: Suelo Tipo I (suelo duro), suelo tipo II (intermedio) y suelo tipo III (suelo blando).

Como no se tienen estudios del suelo donde está emplazada la estructura, se consultó a profesores ingenieros en geotecnia para saber qué fundaciones se usaron para la construcción de nuestra facultad de ingeniería. En función de esto y al tener cierta incertidumbre en la elección del tipo de suelo, se eligió el caso más desfavorable: **Suelo blando (tipo III)**.

Entonces, con la zona sísmica y el tipo de suelo se obtiene un espectro de respuesta elástico. El mismo posee una familia de 3 curvas que son funciones del período de vibración de la estructura.

Las ordenadas S_a del espectro elástico de diseño para acciones horizontales, se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$S_a = a_s + (b - a_s) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$S_a = b \quad \text{para } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$S_a = b \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{para } T \geq T_2$$

Los valores de a_s , b , T_1 y T_2 son función de la zona sísmica y del tipo de suelo de fundación:

Tabla N° 7.16 – Valores de a_s , b , T_1 y T_2 para las distintas zonas sísmicas y tipos de suelo de fundación

(Tabla 4 del CIRSOC 103 Parte I capítulo 7.2.1)

ZONA SÍSMICA	SUELO	a_s	b	T_1	T_2
4	Tipo I	0,35	1,05	0,20	0,35
	Tipo II	0,35	1,05	0,30	0,60
	Tipo III	0,35	1,05	0,40	1,00
3	Tipo I	0,25	0,75	0,20	0,35
	Tipo II	0,25	0,75	0,30	0,60
	Tipo III	0,25	0,75	0,40	1,00
2	Tipo I	0,16	0,48	0,20	0,50
	Tipo II	0,17	0,51	0,30	0,70
	Tipo III	0,18	0,54	0,40	1,10
1	Tipo I	0,08	0,24	0,20	0,60
	Tipo II	0,09	0,27	0,30	0,80
	Tipo III	0,10	0,30	0,40	1,20
0	Tipo I	0,04	0,12	0,10	1,20
	Tipo II	0,04	0,12	0,10	1,40
	Tipo III	0,04	0,12	0,10	1,60

$$T_{0x} < T_1 \rightarrow S_{ax} = 0,10 + (0,30 - 0,10) * \frac{0,19213}{0,40} = \mathbf{0,196}$$

$$T_{0y} < T_1 \rightarrow S_{ay} = 0,10 + (0,30 - 0,10) * \frac{0,20783}{0,40} = \mathbf{0,204}$$

7.1.4.5 Factor de reducción por ductilidad

La filosofía del diseño sismorresistente lo que busca es que antes acciones sísmicas de elevada magnitud, el edificio no colapse. Pero como se tienen fuerzas sísmicas muy elevadas, querer dimensionar una estructura para que soporte las mismas y que permanezca en el campo elástico resultaría en estructuras muy rígidas y antieconómicas. Es por esto que el reglamento acepta que las estructuras incurrieren en el campo plástico, para que de esta manera se tengan deformaciones plásticas sin llegar al colapso de la misma y sin perder resistencia ni rigidez. La plastificación de la estructura se dará en aquellas zonas pre-definidas por el ingeniero (de acuerdo al mecanismo de colapso adoptado) y se producirán las rótulas plásticas.

El reglamento tiene en consideración esta propiedad de las estructuras y establece que: "La influencia que sobre la valoración de fuerzas sísmicas tiene la capacidad de disipación de energía mediante deformaciones plásticas de la estructura, se determinará a través del factor R de reducción de las ordenadas espectrales elásticas

correspondientes a las pseudoaceleraciones”. Esta plastificación de la estructura sólo se acepta para cargas sísmicas.

El valor de R tiene en cuenta el comportamiento plástico de la estructura y depende del período T_0 de la estructura y de la ductilidad global de la misma. En el *Anexo II – Cálculo de la ductilidad global* puede verse el cálculo de la ductilidad de la estructura.

El reglamento indica las expresiones para calcular el valor del factor R de reducción:

$$R = 1 + (\mu - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{para } T \leq T_1$$

$$R = \mu \quad \text{para } T \geq T_1$$

Para el edificio en estudio:

$$T_{0x} < T_1 \rightarrow R_x = 1 + (2 - 1) * \frac{0,19213}{0,40} = 1,50$$

$$T_{0y} < T_1 \rightarrow R_y = 1 + (2 - 1) * \frac{0,20783}{0,40} = 1,52$$

Valores de $T_0 < T_1$ implican elementos muy rígidos. Tal es el caso de los tabique de hormigón armado del edificio del Reactor Nuclear que asemejan su comportamiento más al elástico que al plástico. Por lo tanto tendrán poca capacidad de plastificarse (las rótulas no llegarán a formarse).

7.1.4.6 Coeficiente sísmico

El valor del coeficiente sísmico correspondiente a la dirección de análisis considerada, se obtendrá considerando el período fundamental de la estructura y la influencia del tipo de suelo de fundación. Se determina con la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a * \gamma_d}{R}$$

El factor de riesgo γ_d tiene en cuenta la importancia de la estructura según las consecuencias que pueda traer para las vidas humanas o para la seguridad de ellas su colapso: El Reactor Nuclear RA-0, como se ha comentado en el presente informe, es un pequeño Reactor de investigación, que trabaja a bajas potencias y no requiere de sistemas de refrigeración ya que no genera elevadas temperaturas en su núcleo. Su eventual colapso sería grave pero no catastrófico, por lo que es posible considerar a la estructura dentro del **GRUPO A**: “construcciones donde su falla causa graves consecuencias, ocasionando pérdidas directas o indirectas excepcionalmente elevadas con relación al costo que implica el incremento de su seguridad (la estructura cumple una función importante para la comunidad)”.

Tabla N° 7.17 – Valores del factor de riesgo correspondiente a cada grupo de construcciones (Tabla 2 del CIRSOC 103 Parte I capítulo 5.2)

Construcción	Factor de riesgo γ_d
Grupo A_0	1,4
Grupo A	1,3
Grupo B	1

El coeficiente sísmico, para cada dirección de análisis, será:

$$C_x = \frac{0,196 * 1,30}{1,50} = 0,170$$

$$C_y = \frac{0,204 * 1,30}{1,52} = 0,175$$

7.1.4.7 Corte Basal V_0

El corte basal es la resultante de las fuerzas sísmicas horizontales y se distribuye actuando en el centro de masa de cada planta del edificio. El método estático considera que el edificio se mueve según el primer modo de vibración, por lo tanto la fuerza V_0 será proporcional a la distancia de la masa al nivel basal del edificio.

El esfuerzo de corte basal paralelo a la dirección analizada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V_0 = C * W$$

$$V_{0x} = 0,170 * 4887,82 \text{ KN} = 830,93 \text{ KN}$$

$$V_{0y} = 0,175 * 4887,82 \text{ KN} = 855,37 \text{ KN}$$

7.1.4.8 Distribución del corte basal en altura

Se asimilará la estructura real a un oscilador de 2 grados de libertad cuyas masas serán concentradas a nivel de losas (ya que se supone que allí habrá gran concentración de masas). Se distribuye el corte basal en función de la masa en cada nivel y de la altura correspondiente. Las fuerzas se distribuyen de acuerdo a una variación aproximadamente lineal en altura, siendo máximo en el último nivel y cero en el nivel basal.

Para el modelado de la estructura, la carga gravitatoria total será reemplazada por un conjunto de cargas aplicadas a nivel de las losas.

Nota: Para evaluar las fuerzas sísmicas laterales, las cargas gravitatorias se reemplazan por un sistema de cargas concentradas aplicadas en los niveles correspondientes a las losas. Esta carga gravitatoria W_k que se supone concentrada en un determinado nivel k de la construcción se obtendrá sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel el peso propio de los elementos estructurales y no

estructurales que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado.

Tabla N° 7.18 – Carga gravitatoria para cada nivel

Nivel	Elemento en el nivel considerado	W _i [KN]	W total del nivel [KN]
1 (losa 2)	Losa 2	857.58	2473.13
	Muro 1	28.24	
	Muro 2	41.01	
	Muro 3	49.38	
	Muro 4	31.80	
	Muro 5	29.60	
	Muros sin designación	29.25	
	Tabique 1	297.00	
	Tabique 2	51.52	
	Tabique 3	54.43	
	Tabique 4	51.52	
	Tabique 5	173.52	
	Tabique 6	142.56	
	Tabique 7	207.42	
	Tabique 8	411.41	
	2 (losa 1)	Viga 3	
Viga 4		5.88	
Viga 5		1.65	
Viga 6		2.99	
Viga 7		5.04	
Losa 1		361.65	
Tabique 1		148.50	
2 (losa 3)	Tabique 3	54.43	1406.20
	Tabique 4	51.52	
	Tabique 5	173.52	
	Tabique 8	205.70	
	Viga 2	13.15	
	Losa 3	642.94	
	Tabique 1	148.50	
	Tabique 2	51.52	
Σ		4887.82	

Para períodos $T_0 < 2T_2$, La fuerza sísmica lateral F_k asociada a la carga gravitatoria W_k ubicada en el nivel k, se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$F_k = \frac{W_k * h_k}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i} * V_0$$

Tabla N° 7.19 – Fuerza sísmica lateral en dirección x

Nivel	Altura [m]	h _i [m]	W _i [KN]	W _i * h _i [KNm]	V _{0x} [KN]	F _{xk} [KN]
1 (losa 2)	3.50	3.50	2473.13	8655.97	830.93	373.46
2 (losa 1)	3.50	3.50	1008.48	3529.68		152.29
2 (losa 3)	1.53	5.03	1406.20	7073.21		305.18
Σ				19258.86		Σ 830.93

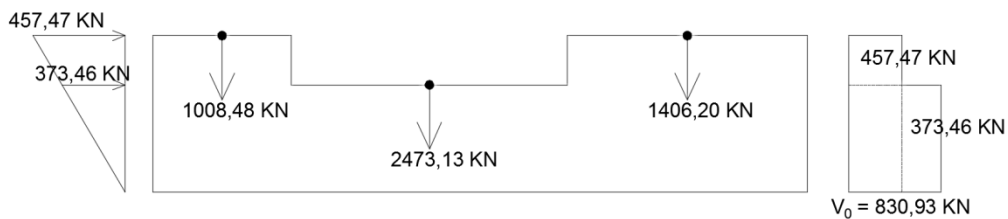


Figura N° 7.9 – Fuerzas sísmicas horizontales y diagrama de esfuerzos de corte (dirección x)

De la misma manera, para la dirección perpendicular:

Tabla N° 7.20 - Fuerza sísmica lateral en dirección y

Nivel	Altura [m]	h_i [m]	W_i [KN]	$W_i * h_i$ [KNm]	V_{0y} [KN]	F_{yk} [KN]
1 (losa 2)	3.50	3.50	2473.13	8655.97	855.37	384.45
2 (losa 1)	3.50	3.50	1008.48	3529.68		156.77
2 (losa 3)	1.53	5.03	1406.20	7073.21		314.15
			Σ 19258.86		Σ	855.37

7.1.4.9 Componente traslacional de la fuerza sísmica lateral

La estructura de tabiques se encuentra vinculada a losas que conforman diafragmas rígidos, es decir que todos los puntos, tanto de la losa como de los tabiques asociados a ella, se desplazarán lo mismo y en consecuencia la fuerza F_k se distribuirá en planta de manera proporcional a las rigideces de los tabiques.

En el modelo, la fuerza F_k está aplicada en el centro de masas del nivel considerado. En el Anexo III – Cálculo del centro de masa de cada nivel del edificio se muestra el cálculo de los centros de masas de cada nivel, y a continuación se muestra una tabla resumen.

Tabla N° 7.21 – Centro de masa de cada nivel

Nivel	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]
1 (losa 2)	10.45	5.12
2 (losa 1)	5.20	5.04
2 (losa 3)	16.65	5.35

Además, también se definió una inercia rotacional para cada nivel, que fue aplicada en el modelo estructural de SAP2000 en los centros de masas de cada nivel establecido.

La masa traslacional es:

$$M_T = \frac{\text{Peso del nivel considerado}}{\text{acel. gravedad}} = \frac{W_i}{g}$$

La inercia rotacional se calcula como:

$$M_R = \frac{M_T}{12} * (a^2 + b^2)$$

Tabla N° 7.22 – Masa rotacional

Nivel	Masa Traslacional [Kg]	a [m]	b [m]	Masa Rotacional [Kgm ²]
1 (losa 2)	252.36	9.54	10.67	4308.22
2 (losa 1)	102.91	4.80	10.67	1173.89
2 (losa 3)	143.49	8.30	10.67	2185.10

7.1.4.10 Efectos torsionales

Los efectos torsionales estarán presentes siempre, ya sea porque no existe coincidencia entre el centro de masa y el centro de rigidez del nivel k o por la existencia de una excentricidad accidental. Esta última puede ser producto de una torsión secundaria (giro del suelo) o por asincronismo de ondas sísmicas.

Como consecuencia, la estructura no solo sufrirá traslación debido a las fuerzas estáticas equivalentes, sino que además va a existir una rotación como consecuencia directa de esta excentricidad. El momento torsor así generado producirá giro en todos los planos resistentes de la planta y, al estar asociados a un diafragma rígido, la rotación generará esfuerzos en todos los tabiques.

Al modelar la estructura, SAP2000 ya tiene en cuenta este efecto torsional debido a la no coincidencia del centro de masa con el centro de rigidez. Pero el programa no considera la excentricidad accidental por las causas antes descripta, por lo que debe de cargarse al modelo manualmente. El reglamento da diferentes casos para el cálculo de los momentos torsores a los cuales se somete la estructura en una excitación sísmica. De estas ecuaciones que me brinda la norma, interesa concentrarse sólo en determinar la excentricidad accidental.

Se considera el **caso b)**: *“Estructuras asimétricas constituidas por planos sismorresistentes verticales de comportamiento similar. Se considerarán como tales, aquellas estructuras formadas por sistemas aporticados puros o sistemas de tabiques sismorresistentes o muros sismorresistentes, sin que haya combinación de los mismos”.*

El momento torsor en el nivel k, considerando únicamente la excentricidad accidental, se determina mediante la siguiente expresión:

$$m_t = \pm e_a * F_k = \pm 0,07 l * F_k$$

Se debe analizar a la excentricidad accidental en ambos sentidos (por eso puede adoptar un valor positivo o negativo) ya que si la excentricidad accidental es mayor a la excentricidad geométrica puede suceder que el momento torsor cambie su signo y produzca un giro contrario. Este efecto puede producir que se recarguen tabiques que antes se descargaban, debido a los efectos torsionales.

Tabla Nº 7.23 – Momento torsor por nivel, dirección x

Nivel	l_x [m]	l_y [m]	F_{xk} [kN]	m_{txmax} [kNm]	m_{txmin} [kNm]
1 (losa 2)	9.54	10.67	373.46	278.94	-278.94
2 (losa 1)	4.80	10.67	152.29	113.74	-113.74
2 (losa 3)	8.30	10.67	305.18	227.94	-227.94

Tabla N° 7.24 – Momento torsor por nivel, dirección y

Nivel	l_x [m]	l_y [m]	F_{yK} [KN]	$m_{ty\max}$ [KNm]	$m_{ty\min}$ [KNm]
1 (losa 2)	9.54	10.67	384.45	256.74	-256.74
2 (losa 1)	4.80	10.67	156.77	52.67	-52.67
2 (losa 3)	8.30	10.67	314.15	182.52	-182.52

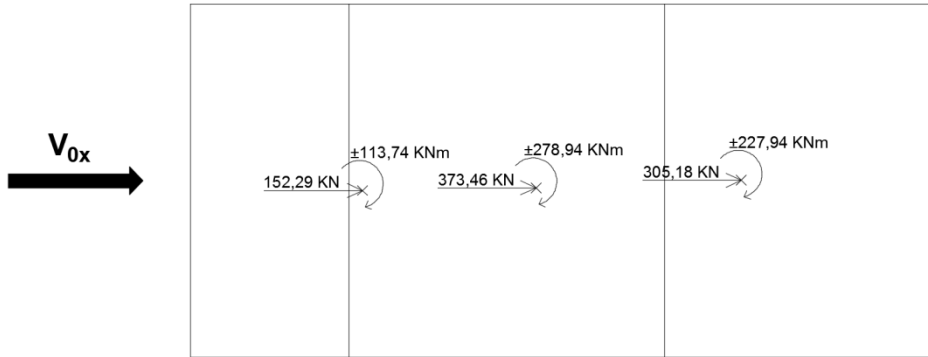


Figura N° 7.10 - Resumen de efectos traslacionales y torsionales sobre la estructura (dirección x)

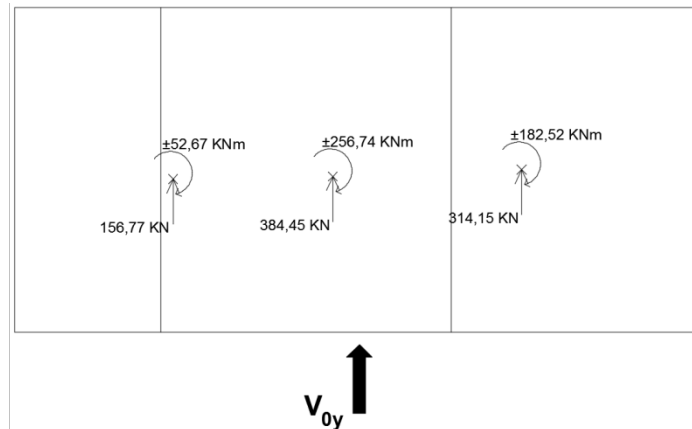


Figura N° 7.11 - Resumen de efectos traslacionales y torsionales sobre la estructura (dirección y)

7.1.4.11 Limitaciones del Método estático equivalente

Como el método estático es un método que se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura, el reglamento limita su aplicación a estructuras en las cuales pueda considerarse despreciable la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta a la excitación sísmica. Estas restricciones son:

- Limitar la altura del edificio en función a la zona sísmica en que se encuentra emplazado.
- Acotar la aplicación del método sólo a las estructuras que no se encuentren dentro del Grupo A_0 de acuerdo al destino y funciones.
- Limitar el periodo fundamental (T_0) a un valor no mayor a tres veces el periodo del fin del plafón del espectro de diseño correspondiente (T_2).
- Acotar la aplicación del método a estructuras que encuadren dentro de los casos a considerar para los efectos torsionales.

- e) Lograr regularidad en la distribución de masas y rigideces tanto en planta como en elevación.

Se analizan estas consideraciones y se llega a la conclusión de que es factible la aplicación del método al edificio en estudio:

- a) La estructura del reactor presenta una altura de $5,40\text{ m} < 55\text{ m}$ que me indica el reglamento como límite para una zona sísmica 1.
- b) De acuerdo a la sección 7.1.4.6, consideré a la estructura dentro del Grupo A.
- c) En la sección 7.1.4.3 y 7.1.4.4 se observa que $T_{0x} = 0,19213 < 3 * T_2 = 3,60$ y $T_{0y} = 0,20783 < 3 * T_2 = 3,60$.
- d) La estructura se encuadra dentro del caso b) del procedimiento para considerar la torsión.
- e) Si bien la estructura presenta cambios de su configuración en elevación, la misma no sufre variaciones bruscas ni de resistencias ni de rigideces a lo largo de la altura del edificio, ni cambios considerables de magnitud de masas.

7.2 MODELADO DE LA ESTRUCTURA

7.2.1 Consideraciones sobre el modelado

Durante el modelado de la estructura del Reactor Nuclear se tuvo en cuenta ciertas características y comandos específicos del programa para poder simular los tabiques de hormigón armado. Se Menciona a continuación todas aquellas consideraciones que se tuvo en cuenta y es importante resaltarlas:

- Para definir la geometría en el modelo, se apoyó en los planos de arquitectura (plantas y cortes) y en el plano estructural confeccionado. Los planos nº 25 al 29 del *Anexo IV - Planos* muestra los ejes coordenados que se trazaron para que sea más fácil dibujar la estructura en el programa. Luego, con el comando *"Edit Grid data"* se generaron estos ejes.
- Una vez trazado los ejes se definió la sección de los elementos del tabique. Se utilizó elementos de área *"Shell"* para modelar los tabiques.
- En el capítulo 6.1 se mencionaron los estados de carga que se definieron en el programa. A partir de los mismos se fue cargando los valores de cargas obtenidas del análisis de carga respectivo y luego se establecieron las combinaciones de carga indicadas en el capítulo 6.2.
- Para generar los diafragmas rígidos a nivel de losa se utilizó la función *"Constraints ->Diaphragm"*.
- Se dividieron a los elementos de área (tabiques) en pequeños elementos con la función *"Automatic área mesh"* para que al modelar la estructura el programa dé resultados más precisos.

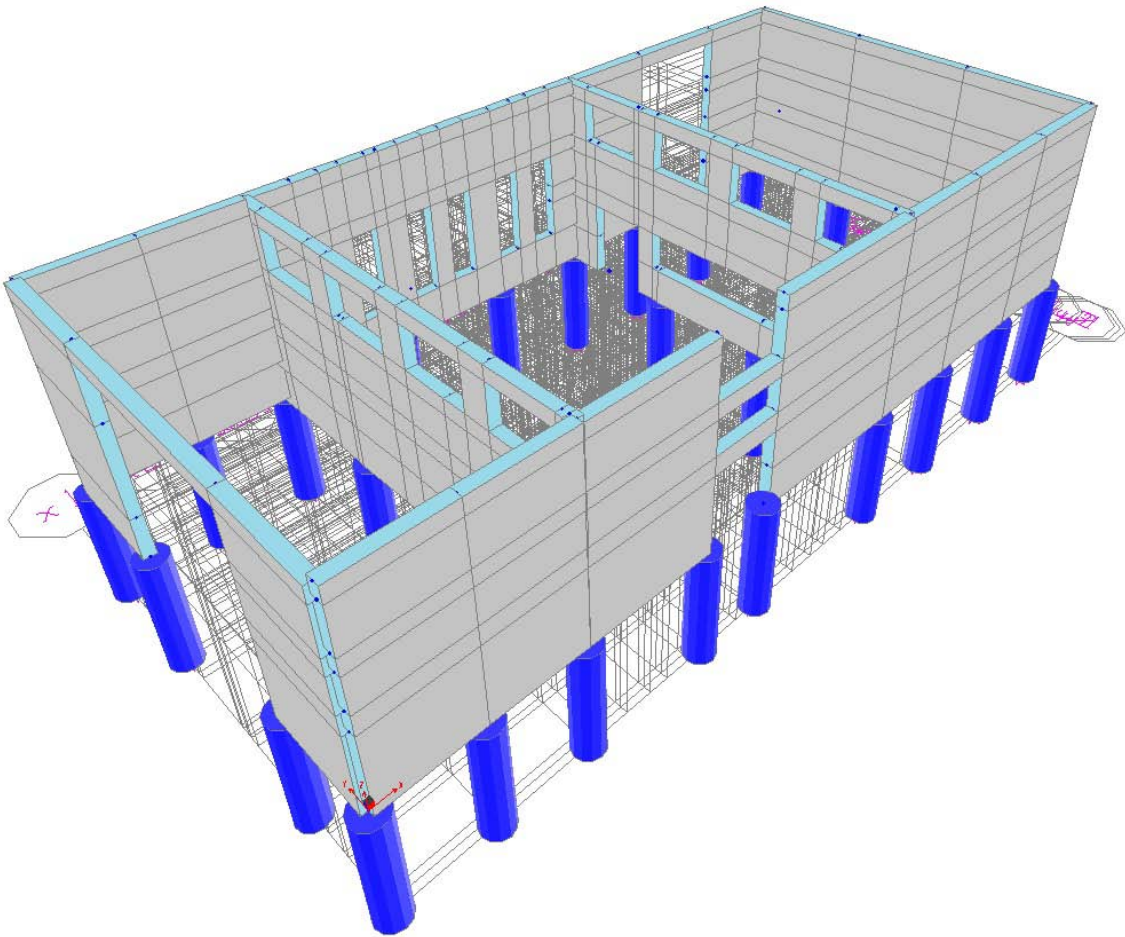


Figura N° 7.12 – Modelo de la estructura del Reactor Nuclear, SAP2000

7.2.2 Resultados

Una vez introducido todas las variables en el programa, se procedió a correr el mismo para obtener los esfuerzos en la base de los tabiques para su posterior verificación estructural.

Para obtener los esfuerzos en la base de los tabiques se utilizó el comando “*Draw Section Cut*” el cual integra todas las fuerzas según el plano de corte que se define y da el valor resultante según los ejes locales del elemento.

Se muestra a continuación los resultados obtenidos para todas las combinaciones de cargas.

Tabla N° 7.25 – Esfuerzos para estado de carga D

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	186.97	-21.50	22.00	-5.70	-41.64
Tabique 1b	390.87	-0.95	20.45	-8.73	-180.56
Tabique 1c	122.72	33.10	9.90	-5.72	-10.11
Tabique 2	122.72	-12.70	14.80	-3.21	-5.40
Tabique 3	161.33	-11.14	17.00	20.66	-2.80
Tabique 4	161.29	-10.20	-15.40	-31.00	-2.35
Tabique 5	656.68	-1.83	-6.00	13.56	-1.10
Tabique 6	596.72	0.02	-26.45	198.00	0.51
Tabique 7	654.60	29.00	2.30	103.70	5.30
Tabique 8a	186.97	-30.35	-19.20	4.13	-48.43
Tabique 8b	239.08	45.55	-8.00	1.00	-40.27
Tabique 8c	251.51	-48.10	0.00	2.10	29.10
Tabique 8d	408.62	29.10	-11.40	6.00	135.71

Tabla N° 7.26 – Esfuerzos para estado de carga L

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	0.00	-2.70	1.73	-0.51	-16.28
Tabique 1b	59.44	-0.32	2.66	-1.51	-26.32
Tabique 1c	2.01	3.77	1.31	-1.00	0.60
Tabique 2	2.01	-0.35	0.62	-0.11	-1.61
Tabique 3	6.06	-0.47	0.60	0.86	-0.23
Tabique 4	6.02	-0.45	-0.42	-1.13	-0.20
Tabique 5	109.72	-0.53	-1.42	5.50	-0.33
Tabique 6	112.67	0.11	-4.00	32.55	0.16
Tabique 7	31.17	1.10	0.41	6.30	0.25
Tabique 8a	0.00	-3.04	-1.00	0.25	-13.90
Tabique 8b	28.78	4.60	-0.71	0.12	-8.10
Tabique 8c	28.69	-4.90	0.23	0.33	8.40
Tabique 8d	11.23	3.18	-0.01	0.54	40.16

Tabla N° 7.27 – Esfuerzos para estado de carga W_1

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	-10.00	-29.84	-0.02	-0.34	-40.18
Tabique 1b	1.86	-30.66	0.40	0.06	-15.80
Tabique 1c	6.00	-16.07	0.00	0.15	-18.56
Tabique 2	-10.72	-16.63	0.30	-0.35	-37.17
Tabique 3	-0.50	3.03	3.20	8.39	3.21
Tabique 4	-0.47	0.60	-2.00	-12.74	2.66
Tabique 5	4.41	4.67	0.20	5.31	3.44
Tabique 6	-1.26	1.50	-0.37	-0.01	1.60
Tabique 7	16.95	0.44	-1.80	33.25	3.65
Tabique 8a	-9.45	-35.01	-0.60	0.25	-40.71
Tabique 8b	6.76	-16.90	-0.10	-0.15	-23.84
Tabique 8c	-5.31	-14.95	-0.01	0.00	-18.60
Tabique 8d	1.73	-39.07	0.80	0.42	-45.32

Tabla N° 7.28 – Esfuerzos para estado de carga W_2

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	4.20	29.63	-0.10	-0.50	36.00
Tabique 1b	-2.34	30.24	-0.35	-0.07	13.95
Tabique 1c	-5.60	15.94	0.00	-0.16	18.00
Tabique 2	10.55	16.48	-0.20	0.35	36.70
Tabique 3	7.32	-2.34	0.30	3.18	-3.22
Tabique 4	7.13	0.04	-1.50	1.10	-2.68
Tabique 5	-5.70	-4.70	-0.60	-5.10	-3.53
Tabique 6	1.25	-1.50	0.30	0.19	-1.60
Tabique 7	-16.71	-0.43	1.90	-33.00	-3.64
Tabique 8a	3.04	35.11	0.80	0.61	36.56
Tabique 8b	-6.77	16.59	0.20	0.16	22.00
Tabique 8c	5.27	14.92	0.00	0.00	18.52
Tabique 8d	-1.64	38.95	-0.75	-0.41	45.08

Tabla N° 7.29 – Esfuerzos para estado de carga W_3

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	2.30	4.04	-0.75	-2.46	4.60
Tabique 1b	3.30	3.68	-2.04	-1.00	-6.60
Tabique 1c	1.03	2.10	-1.38	-0.65	4.15
Tabique 2	1.60	2.32	-0.56	-2.42	4.03
Tabique 3	-1.90	0.10	-7.77	5.22	0.53
Tabique 4	2.46	0.11	-7.34	4.20	-0.50
Tabique 5	-0.38	0.34	-13.96	13.73	-0.07
Tabique 6	-4.04	-0.23	-18.60	32.50	-0.11
Tabique 7	-1.00	-0.04	-38.23	48.28	0.14
Tabique 8a	-2.23	-3.85	-0.68	-0.63	-3.51
Tabique 8b	-0.30	-2.17	-1.62	0.83	-3.12
Tabique 8c	-1.17	-1.91	-1.69	0.80	-4.71
Tabique 8d	0.33	-4.49	-3.16	-1.03	-3.83

Tabla N° 7.30 – Esfuerzos para estado de carga W_4

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	-2.30	-4.04	0.75	2.46	-4.60
Tabique 1b	-3.30	-3.68	2.04	1.00	6.60
Tabique 1c	-1.03	-2.10	1.38	0.65	-4.15
Tabique 2	-1.60	-2.32	0.56	2.42	-4.03
Tabique 3	1.90	-0.10	7.77	-5.22	-0.53
Tabique 4	-2.46	-0.11	7.34	-4.20	0.50
Tabique 5	0.38	-0.34	13.96	-13.73	0.07
Tabique 6	4.04	0.23	18.60	-32.50	0.11
Tabique 7	1.00	0.04	38.23	-48.28	-0.14
Tabique 8a	2.23	3.85	0.68	0.63	3.51
Tabique 8b	0.30	2.17	1.62	-0.83	3.12
Tabique 8c	1.17	1.91	1.69	-0.80	4.71
Tabique 8d	-0.33	4.49	3.16	1.03	3.83

Tabla N° 7.31 – Esfuerzos para estado de carga E (sismo x)

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	-35.63	-146.02	-1.45	-1.85	-220.76
Tabique 1b	18.05	-139.37	1.53	-0.24	11.57
Tabique 1c	40.49	-75.80	0.20	0.85	-109.76
Tabique 2	-80.20	-67.42	3.17	0.00	-220.21
Tabique 3	-45.51	3.27	-10.50	-9.71	12.34
Tabique 4	-17.95	13.00	-3.07	47.27	13.33
Tabique 5	39.25	18.34	-12.14	77.22	14.17
Tabique 6	-11.50	6.23	4.00	-9.79	6.06
Tabique 7	121.39	3.91	18.43	122.27	12.88
Tabique 8a	-53.38	-149.47	-1.57	-0.89	-190.10
Tabique 8b	44.04	-70.61	-1.78	-0.13	-118.25
Tabique 8c	-45.89	-60.99	0.18	-0.06	-105.57
Tabique 8d	26.84	-166.00	3.00	3.02	-253.02

Tabla N° 7.32 – Esfuerzos para estado de carga E (sismo y)

Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	118.67	-2.11	-6.60	-25.82	45.26
Tabique 1b	57.08	-0.48	-19.44	-12.44	-24.66
Tabique 1c	19.96	0.37	-10.92	-6.27	14.94
Tabique 2	41.56	3.86	2.45	-13.93	-26.30
Tabique 3	-92.64	-5.27	-81.74	274.41	-1.46
Tabique 4	90.73	5.44	-86.04	274.44	1.86
Tabique 5	4.50	-1.34	-194.61	304.72	0.53
Tabique 6	-27.42	0.40	-159.00	268.94	0.49
Tabique 7	28.03	1.71	-233.42	691.66	-1.19
Tabique 8a	-122.75	6.78	-8.90	0.75	-45.76
Tabique 8b	-23.40	-8.68	-18.97	10.71	-29.40
Tabique 8c	-3.32	-0.24	-17.00	8.60	-0.39
Tabique 8d	-91.00	-0.44	-21.18	-1.41	128.29

C1 1,4 * D					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	261.76	-30.10	30.80	-7.98	-58.30
Tabique 1b	547.21	-1.33	28.63	-12.22	-252.78
Tabique 1c	171.81	46.34	13.86	-8.01	-14.15
Tabique 2	171.81	-17.78	20.72	-4.49	-7.56
Tabique 3	225.86	-15.60	23.80	28.92	-3.92
Tabique 4	225.80	-14.28	-21.56	-43.40	-3.29
Tabique 5	919.35	-2.56	-8.40	18.98	-1.54
Tabique 6	835.41	0.03	-37.03	277.20	0.71
Tabique 7	916.44	40.60	3.22	145.18	7.42
Tabique 8a	261.76	-42.49	-26.88	5.78	-67.80
Tabique 8b	334.71	63.77	-11.20	1.40	-56.38
Tabique 8c	352.12	-67.34	0.00	2.94	40.74
Tabique 8d	572.06	40.74	-15.96	8.40	189.99

C2 1,2 * D + 1,6 * L					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	224.36	-29.04	28.48	-7.45	-69.50
Tabique 1b	540.37	-1.52	27.73	-12.29	-248.26
Tabique 1c	149.67	44.24	13.45	-8.06	-11.41
Tabique 2	149.67	-15.66	18.50	-3.98	-8.41
Tabique 3	200.86	-13.93	21.12	25.82	-3.64
Tabique 4	200.77	-12.78	-18.98	-38.56	-3.06
Tabique 5	919.68	-2.83	-8.90	22.87	-1.72
Tabique 6	851.27	0.16	-36.54	276.66	0.80
Tabique 7	822.92	36.12	3.25	132.00	6.66
Tabique 8a	224.36	-40.07	-24.24	5.26	-74.80
Tabique 8b	321.43	60.18	-10.45	1.34	-58.04
Tabique 8c	336.25	-63.60	0.28	2.92	45.00
Tabique 8d	503.81	38.74	-13.69	7.85	211.04

C3.1 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 W1					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	216.36	-53.99	29.15	-7.93	-108.16
Tabique 1b	565.63	-26.18	29.12	-12.84	-271.42
Tabique 1c	155.28	32.90	13.98	-8.34	-26.02
Tabique 2	141.90	-29.10	18.99	-4.31	-38.79
Tabique 3	202.89	-11.70	23.92	32.88	-1.16
Tabique 4	202.80	-12.48	-20.75	-49.20	-1.01
Tabique 5	967.09	0.69	-9.31	29.32	0.90
Tabique 6	895.33	1.40	-38.44	289.67	2.15
Tabique 7	848.95	36.91	1.98	161.12	9.68
Tabique 8a	216.80	-69.29	-25.12	5.56	-112.92
Tabique 8b	338.35	48.50	-10.82	1.27	-80.36
Tabique 8c	343.48	-77.52	0.36	3.05	33.48
Tabique 8d	509.69	8.75	-13.06	8.40	190.85

C3.2 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 W2					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	227.72	-6.42	29.09	-8.06	-47.22
Tabique 1b	562.27	22.54	28.52	-12.95	-247.62
Tabique 1c	146.00	58.50	13.98	-8.59	3.23
Tabique 2	158.92	-2.62	18.59	-3.75	20.30
Tabique 3	209.14	-15.99	21.60	28.71	-6.30
Tabique 4	208.88	-12.93	-20.35	-38.13	-5.28
Tabique 5	959.00	-6.80	-9.95	20.99	-4.67
Tabique 6	897.34	-1.00	-37.90	289.83	-0.41
Tabique 7	822.02	36.22	4.94	108.12	3.85
Tabique 8a	226.80	-13.20	-24.00	5.84	-51.11
Tabique 8b	327.52	75.29	-10.58	1.52	-43.68
Tabique 8c	351.94	-53.62	0.37	3.05	63.18
Tabique 8d	506.99	71.17	-14.30	7.74	263.17

Tabla N° 7.33 – Combinación de acciones solicitantes

Tabla Nº 7.34 – Combinaciones de acciones solicitantes (continuación)

C3.3 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 W3					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	226.20	-26.89	28.57	-9.62	-72.34
Tabique 1b	566.79	1.29	27.16	-13.69	-264.06
Tabique 1c	151.30	47.43	12.87	-8.98	-7.85
Tabique 2	151.76	-13.94	18.30	-5.96	-5.83
Tabique 3	201.77	-14.04	15.14	30.34	-3.30
Tabique 4	205.14	-12.87	-25.02	-35.65	-3.54
Tabique 5	963.26	-2.77	-20.64	36.06	-1.90
Tabique 6	893.11	0.02	-53.02	315.68	0.78
Tabique 7	834.59	36.53	-27.17	173.14	6.87
Tabique 8a	222.58	-44.36	-25.18	4.85	-83.16
Tabique 8b	332.70	60.28	-12.03	2.06	-63.78
Tabique 8c	346.79	-67.09	-0.98	3.69	44.59
Tabique 8d	508.57	36.42	-16.22	7.24	224.04

C3.4 1,2 * D + 1,6 * L + 0,8 W4					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	222.52	-33.35	29.77	-5.69	-79.70
Tabique 1b	561.51	-4.60	30.43	-12.09	-253.50
Tabique 1c	149.65	44.07	15.08	-7.94	-14.49
Tabique 2	149.20	-17.66	19.20	-2.09	-12.28
Tabique 3	204.81	-14.20	27.58	21.99	-4.15
Tabique 4	201.21	-13.05	-13.28	-42.37	-2.74
Tabique 5	963.87	-3.32	1.70	14.09	-1.79
Tabique 6	899.57	0.38	-23.26	263.68	0.96
Tabique 7	836.19	36.59	34.00	95.90	6.65
Tabique 8a	226.15	-38.20	-24.10	5.86	-77.55
Tabique 8b	333.18	63.76	-9.44	0.73	-58.79
Tabique 8c	348.66	-64.03	1.72	2.41	52.13
Tabique 8d	508.04	43.60	-11.17	8.89	230.17

C4.1 1,2 * D + 1,6 * W1 + 0,5 * L					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	208.36	-74.89	27.23	-7.64	-122.40
Tabique 1b	501.74	-50.36	26.51	-11.14	-255.11
Tabique 1c	157.87	15.89	12.54	-7.12	-41.53
Tabique 2	131.12	-42.02	18.55	-4.47	-66.76
Tabique 3	195.82	-8.76	25.82	38.65	1.66
Tabique 4	195.80	-11.51	-21.89	-58.15	1.34
Tabique 5	849.93	5.01	-7.59	27.52	4.02
Tabique 6	770.39	2.48	-34.33	253.86	3.25
Tabique 7	828.22	36.05	0.08	180.79	12.33
Tabique 8a	209.24	-93.96	-24.50	5.48	-130.20
Tabique 8b	312.10	29.92	-10.12	1.02	-90.52
Tabique 8c	307.67	-84.09	0.10	2.69	9.36
Tabique 8d	498.72	-26.00	-12.41	8.14	110.42

C4.2 1,2 * D + 1,6 * W2 + 0,5 * L					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	231.08	20.26	27.11	-7.90	-0.51
Tabique 1b	495.02	47.08	25.31	-11.34	-207.51
Tabique 1c	139.31	67.11	12.54	-7.62	16.97
Tabique 2	165.15	10.95	17.75	-3.35	51.44
Tabique 3	208.33	-17.35	21.18	30.31	-8.63
Tabique 4	207.96	-12.40	-21.09	-36.01	-7.21
Tabique 5	833.75	-9.98	-8.87	10.86	-7.13
Tabique 6	774.40	-2.32	-33.26	254.18	-1.87
Tabique 7	774.37	34.66	6.01	74.79	0.66
Tabique 8a	229.23	18.24	-22.26	6.06	-6.57
Tabique 8b	290.45	83.50	-9.64	1.52	-17.17
Tabique 8c	324.59	-36.30	0.12	2.69	68.75
Tabique 8d	493.33	98.83	-14.89	6.81	255.06

C4.3 1,2 * D + 1,6 * W3 + 0,5 * L					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	228.04	-20.69	26.07	-11.03	-50.75
Tabique 1b	504.04	4.59	22.61	-12.83	-240.39
Tabique 1c	149.92	44.97	10.33	-8.40	-5.19
Tabique 2	150.83	-11.70	17.17	-7.78	-0.84
Tabique 3	193.58	-13.44	8.27	33.57	-2.63
Tabique 4	200.49	-12.29	-30.43	-31.05	-3.72
Tabique 5	842.27	-1.92	-30.25	40.99	-1.60
Tabique 6	765.94	-0.29	-63.50	305.88	0.52
Tabique 7	799.50	35.29	-58.20	204.84	6.71
Tabique 8a	220.80	-44.10	-24.63	4.07	-70.68
Tabique 8b	300.80	53.49	-12.55	2.59	-57.37
Tabique 8c	314.29	-63.23	-2.59	3.97	31.58
Tabique 8d	496.48	29.33	-18.74	5.82	176.80

C4.4 1,2 * D + 1,6 * W4 + 0,5 * L					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	220.68	-33.61	28.47	-3.16	-65.47
Tabique 1b	493.48	-7.19	29.13	-9.63	-219.27
Tabique 1c	146.62	38.25	14.74	-6.32	-18.47
Tabique 2	145.71	-19.13	18.97	-0.04	-13.73
Tabique 3	199.66	-13.76	33.13	16.87	-4.32
Tabique 4	192.62	-12.64	-6.95	-44.49	-2.12
Tabique 5	843.48	-3.01	14.43	-2.95	-1.37
Tabique 6	778.87	0.45	-3.98	201.88	0.87
Tabique 7	802.70	35.41	64.13	50.34	6.26
Tabique 8a	227.93	-31.78	-22.45	6.09	-59.45
Tabique 8b	301.76	60.43	-7.36	-0.07	-47.38
Tabique 8c	318.03	-57.11	2.82	1.41	46.66
Tabique 8d	495.43	43.69	-8.63	9.12	189.06

Tabla Nº 7.35 – Combinaciones de acciones solicitantes (continuación)

C5.1 1,278 * D + 1,0 * Eh + 0,5 * L (sismo x)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	203.32	-174.85	27.53	-9.39	-282.12
Tabique 1b	547.30	-140.74	29.00	-12.15	-232.35
Tabique 1c	198.33	-31.61	13.51	-6.96	-122.38
Tabique 2	77.64	-83.83	22.39	-4.16	-227.92
Tabique 3	163.69	-11.20	11.53	17.12	8.65
Tabique 4	191.18	-0.26	-22.96	7.09	10.23
Tabique 5	933.35	15.74	-20.52	97.30	12.60
Tabique 6	807.45	6.31	-31.80	259.53	6.79
Tabique 7	973.55	41.52	21.57	257.95	19.78
Tabique 8a	185.57	-189.78	-26.61	4.51	-258.94
Tabique 8b	363.97	-10.10	-12.36	1.21	-173.77
Tabique 8c	289.89	-124.91	0.30	2.79	-64.18
Tabique 8d	554.67	-127.22	-11.57	10.96	-59.50

C5.2 1,278 * D - 1,0 * Eh + 0,5 * L (sismo x)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	274.58	117.19	30.43	-5.69	159.40
Tabique 1b	511.20	138.00	25.94	-11.67	-255.49
Tabique 1c	117.35	119.99	13.11	-8.66	97.14
Tabique 2	238.04	51.01	16.05	-4.16	212.50
Tabique 3	254.71	-17.74	32.53	36.54	-16.03
Tabique 4	227.08	-26.26	-16.82	-87.45	-16.43
Tabique 5	854.85	-20.94	3.76	-57.14	-15.74
Tabique 6	830.45	-6.15	-39.80	279.11	-5.33
Tabique 7	730.77	33.70	-15.29	13.41	-5.98
Tabique 8a	292.33	109.16	-23.47	6.29	121.26
Tabique 8b	275.89	131.12	-8.80	1.47	62.73
Tabique 8c	381.67	-2.93	-0.07	2.91	146.96
Tabique 8d	500.99	204.78	-17.57	4.92	446.54

C5.3 1,278 * D + 1,0 * Eh + 0,5 * L (sismo y)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	357.62	-30.94	22.38	-33.36	-16.10
Tabique 1b	586.33	-1.85	8.03	-24.35	-268.58
Tabique 1c	177.80	44.56	2.39	-14.08	2.32
Tabique 2	199.40	-12.55	21.67	-18.09	-34.01
Tabique 3	116.56	-19.74	-59.71	301.24	-5.15
Tabique 4	299.86	-7.82	-105.93	234.26	-1.24
Tabique 5	898.60	-3.94	-202.99	324.80	-1.04
Tabique 6	791.53	0.48	-194.80	538.26	1.22
Tabique 7	880.19	39.32	-230.28	827.34	5.71
Tabique 8a	116.20	-33.53	-33.94	6.15	-114.60
Tabique 8b	296.53	51.83	-29.55	12.05	-84.92
Tabique 8c	332.46	-64.16	-16.89	11.45	41.00
Tabique 8d	436.83	38.34	-35.75	6.53	321.81

C5.4 1,278 * D - 1,0 * Eh + 0,5 * L (sismo y)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	120.28	-26.72	35.58	18.28	-106.62
Tabique 1b	472.17	-0.89	46.91	0.53	-219.26
Tabique 1c	137.88	43.82	24.23	-1.54	-27.56
Tabique 2	116.28	-20.27	16.77	9.77	18.59
Tabique 3	301.84	-9.20	103.77	-247.58	-2.23
Tabique 4	118.40	-18.70	66.15	-314.62	-4.96
Tabique 5	889.60	-1.26	186.23	-284.64	-2.10
Tabique 6	846.37	-0.32	123.20	0.38	0.24
Tabique 7	824.13	35.90	236.56	-555.98	8.09
Tabique 8a	361.70	-47.09	-16.14	4.65	-23.08
Tabique 8b	343.33	69.19	8.39	-9.37	-26.12
Tabique 8c	339.10	-63.68	17.12	-5.75	41.78
Tabique 8d	618.83	39.22	6.61	9.35	65.23

C6.1 0,9 * D + 1,6 * W1					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	152.27	-67.09	19.77	-5.67	-101.76
Tabique 1b	354.76	-49.91	19.05	-7.76	-187.78
Tabique 1c	120.05	4.08	8.91	-4.91	-38.80
Tabique 2	93.30	-38.04	13.80	-3.45	-64.33
Tabique 3	144.39	-5.18	20.42	32.02	2.62
Tabique 4	144.41	-8.22	-17.06	-48.28	2.14
Tabique 5	598.07	5.83	-5.08	20.70	4.51
Tabique 6	535.04	2.42	-24.40	178.18	3.02
Tabique 7	616.26	26.80	-0.81	146.53	10.61
Tabique 8a	153.15	-83.33	-18.24	4.12	-108.72
Tabique 8b	225.98	13.96	-7.36	0.66	-74.39
Tabique 8c	217.86	-67.21	-0.02	1.89	-3.57
Tabique 8d	370.52	-36.32	-8.98	6.07	49.63

C6.2 0,9 * D + 1,6 * W2					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	174.99	28.06	19.64	-5.93	20.12
Tabique 1b	348.04	47.53	17.85	-7.97	-140.18
Tabique 1c	101.49	55.29	8.91	-5.40	19.70
Tabique 2	127.33	14.94	13.00	-2.33	53.86
Tabique 3	156.91	-13.77	15.78	23.68	-7.67
Tabique 4	156.57	-9.12	-16.26	-26.14	-6.40
Tabique 5	581.89	-9.17	-6.36	4.04	-6.64
Tabique 6	539.05	-2.38	-23.33	178.50	-2.10
Tabique 7	562.40	25.41	5.11	40.53	-1.05
Tabique 8a	173.14	28.86	-16.00	4.69	14.91
Tabique 8b	204.34	67.54	-6.88	1.16	-1.04
Tabique 8c	234.79	-19.42	0.00	1.89	55.82
Tabique 8d	365.13	88.51	-11.46	4.74	194.27

Tabla Nº 7.36 – Combinaciones de acciones solicitantes (continuación)

C6.3 0,9 * D + 1,6 * W3					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	171.95	-12.89	18.60	-9.07	-30.12
Tabique 1b	357.06	5.03	15.14	-9.46	-173.06
Tabique 1c	112.10	33.15	6.70	-6.19	-2.46
Tabique 2	113.01	-7.72	12.42	-6.76	1.59
Tabique 3	142.15	-9.87	2.87	26.95	-1.67
Tabique 4	149.09	-9.00	-25.60	-21.18	-2.92
Tabique 5	590.40	-1.10	-27.74	34.17	-1.10
Tabique 6	530.59	-0.35	-53.57	230.20	0.28
Tabique 7	587.54	26.04	-59.10	170.58	4.99
Tabique 8a	164.71	-33.48	-18.37	2.71	-49.20
Tabique 8b	214.69	37.52	-9.79	2.23	-41.24
Tabique 8c	224.49	-46.35	-2.70	3.17	18.65
Tabique 8d	368.28	19.01	-15.32	3.75	116.01

C6.4 0,9 * D + 1,6 * W4					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	164.59	-25.81	21.00	-1.19	-44.84
Tabique 1b	346.50	-6.74	21.67	-6.26	-151.94
Tabique 1c	108.80	26.43	11.12	-4.11	-15.74
Tabique 2	107.89	-15.14	14.22	0.98	-11.31
Tabique 3	148.23	-10.19	27.73	10.24	-3.37
Tabique 4	141.22	-9.36	-2.12	-34.62	-1.32
Tabique 5	591.62	-2.19	16.94	-9.76	-0.88
Tabique 6	543.52	0.39	5.96	126.20	0.64
Tabique 7	590.74	26.16	63.24	16.08	4.55
Tabique 8a	171.84	-21.16	-16.19	4.73	-37.97
Tabique 8b	215.65	44.47	-4.61	-0.43	-31.25
Tabique 8c	228.23	-40.23	2.70	0.61	33.73
Tabique 8d	367.23	33.37	-5.20	7.05	128.27

C7.1 0,978 * D + 1,0 * Eh (sismo x)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	147.23	-167.05	20.07	-7.42	-261.48
Tabique 1b	400.32	-140.30	21.53	-8.78	-165.02
Tabique 1c	160.51	-43.43	9.88	-4.74	-119.65
Tabique 2	39.82	-79.84	17.64	-3.14	-225.49
Tabique 3	112.27	-7.62	6.13	10.50	9.60
Tabique 4	139.79	3.02	-18.13	16.95	11.03
Tabique 5	681.48	16.55	-18.01	90.48	13.09
Tabique 6	572.10	6.25	-21.87	183.85	6.56
Tabique 7	761.59	32.27	20.68	223.69	18.06
Tabique 8a	129.48	-179.15	-20.35	3.15	-237.46
Tabique 8b	277.86	-26.06	-9.60	0.85	-157.63
Tabique 8c	200.09	-108.03	0.18	1.99	-77.11
Tabique 8d	426.47	-137.54	-8.15	8.89	-120.30

C7.2 0,978 * D - 1,0 * Eh (sismo x)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	218.49	124.99	22.97	-3.72	180.04
Tabique 1b	364.22	138.44	18.47	-8.30	-188.16
Tabique 1c	79.53	108.17	9.48	-6.44	99.87
Tabique 2	200.22	55.00	11.30	-3.14	214.93
Tabique 3	203.29	-14.16	27.13	29.92	-15.08
Tabique 4	175.69	-22.98	-11.99	-77.59	-15.63
Tabique 5	602.98	-20.13	6.27	-63.96	-15.25
Tabique 6	595.10	-6.21	-29.87	203.43	-5.56
Tabique 7	518.81	24.45	-16.18	-20.85	-7.70
Tabique 8a	236.24	119.79	-17.21	4.93	142.74
Tabique 8b	189.78	115.16	-6.04	1.11	78.87
Tabique 8c	291.87	13.95	-0.18	2.11	134.03
Tabique 8d	372.79	194.46	-14.15	2.85	385.74

C7.3 0,978 * D + 1,0 * Eh (sismo y)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	301.53	-23.14	14.92	-31.39	4.54
Tabique 1b	439.35	-1.41	0.56	-20.98	-201.25
Tabique 1c	139.98	32.74	-1.24	-11.86	5.05
Tabique 2	161.58	-8.56	16.92	-17.07	-31.58
Tabique 3	65.14	-16.16	-65.11	294.62	-4.20
Tabique 4	248.47	-4.54	-101.10	244.12	-0.44
Tabique 5	646.73	-3.13	-200.48	317.98	-0.55
Tabique 6	556.18	0.42	-184.87	462.58	0.99
Tabique 7	668.23	30.07	-231.17	793.08	3.99
Tabique 8a	60.11	-22.90	-27.68	4.79	-93.12
Tabique 8b	210.42	35.87	-26.79	11.69	-68.78
Tabique 8c	242.66	-47.28	-17.00	10.65	28.07
Tabique 8d	308.63	28.02	-32.33	4.46	261.01

C7.4 0,978 * D - 1,0 * Eh (sismo y)					
Elemento	Esfuerzos solicitantes máximos				
	Pu [KN]	Vu2 (x) [KN]	Vu3 (y) [KN]	Mu2 (x) [KNm]	Mu3 (y) [KNm]
Tabique 1a	64.19	-18.92	28.12	20.25	-85.98
Tabique 1b	325.19	-0.45	39.44	3.90	-151.93
Tabique 1c	100.06	32.00	20.60	0.68	-24.83
Tabique 2	78.46	-16.28	12.02	10.79	21.02
Tabique 3	250.42	-5.62	98.37	-254.20	-1.28
Tabique 4	67.01	-15.42	70.98	-304.76	-4.16
Tabique 5	637.73	-0.45	188.74	-291.46	-1.61
Tabique 6	611.02	-0.38	133.13	-75.30	0.01
Tabique 7	612.17	26.65	235.67	-590.24	6.37
Tabique 8a	305.61	-36.46	-9.88	3.29	-1.60
Tabique 8b	257.22	53.23	11.15	-9.73	-9.98
Tabique 8c	249.30	-46.80	17.00	-6.55	28.85
Tabique 8d	490.63	28.90	10.03	7.28	4.43

Se observa que las combinaciones que consideran al sismo resultan ser las más desfavorables. Al ser una estructura rígida, el viento no es una acción que generará problemas.

Se analizó los efectos sobre la estructura según dos direcciones perpendiculares entre sí. De acuerdo a esto, en la dirección x el **Tabique 8d** resulta ser el que está sometido a los mayores esfuerzos debido a la combinación C5.2 y en la dirección y el **Tabique 7** es el más solicitado, según combinación C5.3. En función de estos se realizan las verificaciones.

7.3 VERIFICACIONES DE LA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN

Como se mencionó en la sección 7.2, la verificación de los tabiques será de la siguiente manera (según establece el reglamento):

$$\text{Capacidad} \geq \text{Demanda}$$

$$\phi S_n \geq S_u$$

En donde, las solicitaciones máximas son:

Tabla N° 7.37 – Resumen esfuerzos solicitantes

Tabique 8d			Tabique 7		
Mu [KNm]	Vu [KN]	Pu [KN]	Mu [KNm]	Vu [KN]	Pu [KN]
446.54	204.78	501.00	827.34	230.28	880.19

7.3.1 Verificación Tabique 8d (dirección x)

7.3.1.1 Verificación a Flexión

Para poder determinar el momento resistente nominal en la base del tabique se debe conocer la disposición de armaduras de los mismos. Según los límites de cuantía que establece el reglamento para tabiques de hormigón armado, se definen las armaduras y separaciones de las mismas.

- o *Armadura longitudinal:*

Al tener los tabiques espesores mayores a 200 mm se deberán utilizar dos capas de armaduras próximas a cada cara del tabique.

$$\phi_{max} \leq 0,1 e_w = 0,10 * 0,30 m = 3,00 cm$$

La cuantía de la armadura longitudinal ρ_l en cualquier parte de un tabique sismorresistente deberá cumplir con:

$$\frac{0,70}{F_y} \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} \leq \frac{16}{F_y}$$

$$0,0017 \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} \leq 0,038$$

Donde $b_i = 300 \text{ mm}$ y supongo $s_v = 500 \text{ mm}$, entonces

Considero 17 barras $\phi 12$ (1,13 cm^2), dos capas cada 50 cm.

$$0,0017 \leq \frac{17 * 2 * A_b}{b_i s_v} = 0,026 \leq 0,038$$

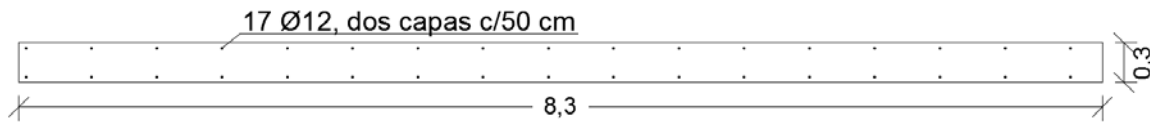


Figura N° 7.13 - Esquema de armadura longitudinal Tabique 8d

Conociendo la disposición de armaduras longitudinales calculo el momento nominal:

$$M_n^{wbase} = A_s F_y (d - d')$$

Para la determinación del momento nominal en la base del tabique se aplicará el método de “*bloque equivalente de tensiones*”, que presenta una solución que puede considerarse suficientemente precisa. Este método permite modelar el estado tensional del hormigón, evaluando al mismo tiempo los esfuerzos en el acero de acuerdo con su ubicación en el elemento estructural y asociados a un diagrama simplificado.

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{2 f'_c 0,85 b_w} \right)$$

Donde el reglamento *CIRSOC 103 Parte II capítulo 3.6.2* indica que para evitar evaluar la altura útil d en secciones transversales de tabiques se acepta suponer:

$$d = 0,80 L_w = 0,80 * 8,30 \text{ m} = 6,64 \text{ m}$$

A su vez, para determinar las armaduras que se encuentran traccionadas y en fluencia se determina la posición del eje neutro. Para esto, se considera a la sección subarmada, es decir que la armadura traccionada está en fluencia cuando se alcanza la deformación máxima en la fibra extrema comprimida del hormigón:

$$\begin{aligned} \varepsilon_c &= 0,3 \% \\ \varepsilon_s &\geq 0,5 \% \\ K_c &\leq 0,375 \end{aligned}$$

$$K_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0,30 \%}{0,30 \% + 0,50 \%} = 0,375$$

$$c = 0,375 * 6,64 \text{ m} = 2,50 \text{ m}$$

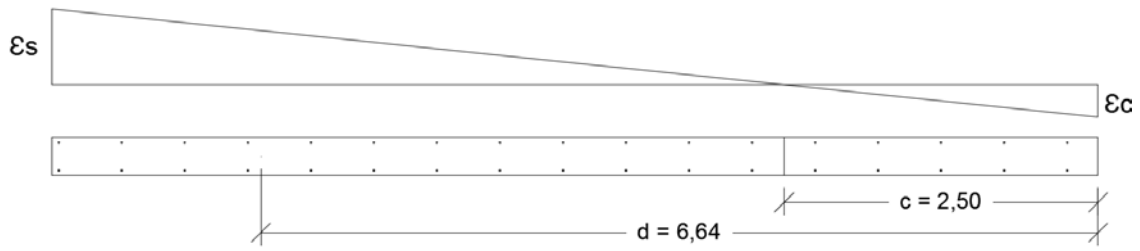


Figura N° 7.14 - Esquema de deformaciones en el Tabique 8d

Donde se observa que se tienen 24 barras traccionadas, de las cuales supongo que 4 se encuentran en fluencia resistiendo el momento solicitante en el tabique. Esto sucede en el momento en que la deformación es máxima en la fibra superior extrema comprimida del hormigón. El momento nominal será entonces:

$$M_n = 4 * 1,13 \text{ cm}^2 * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \left(6,64 \text{ m} - \frac{4 * 1,13 \text{ cm}^2 * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{2 * 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,85 * 0,30 \text{ m}} \right) = 1257 \text{ KNm}$$

Verificación:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,90 * 1257 \text{ KNm} \geq 793 \text{ KNm}$$

$$1131,30 \text{ KNm} > 446,54 \text{ KNm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.1.2 Verificación a Corte

El esfuerzo de corte de diseño en el nivel i para tabiques sismorresistentes en voladizo, deberá evaluarse según la expresión siguiente:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_w^0 V_{Ei} \leq \mu \frac{V_{Ei}}{\phi}$$

Donde:

$$\begin{aligned} \omega_v &= 1 \\ V_{Ei} &= 204,78 \text{ KN} \\ \phi &= 1 \\ \mu &= 2 \end{aligned}$$

$$\phi_w^0 = \frac{\lambda_0 M_n^w \text{ base}}{M_E^w} = \frac{1,4 * 1257 \text{ KNm}}{446,54 \text{ KNm}} = 3,94$$

$$V_{ui} = 1 * 3,94 * 204,78 < 2 * \frac{204,78 \text{ KN}}{1}$$

$$V_{ui} = 807 \text{ KN} > 410 \text{ KN}$$

Se observa que no se cumple con la limitación impuesta según el reglamento. La estructura de tabiques de hormigón armado, de mediana altura, presenta una resistencia flexional inherente y en exceso respecto de la requerida, aunque se utilice

cuantía mínima de armadura longitudinal. En estos tipos de estructuras las demandas de ductilidad son muy pequeñas y responderán principalmente dentro del campo elástico, por lo que se adopta el valor del esfuerzo de corte considerando al tabique comportándose elásticamente.

La verificación a esfuerzos de corte será a partir de la tensión nominal total de corte, la cual se calcula como:

$$v_n = \frac{V_u}{0,80 b_w L_w} = \frac{410 \text{ KN}}{0,80 * 0,30 \text{ m} * 8,30 \text{ m}} = 206 \text{ KPa} = 0,21 \text{ MPa}$$

En la zona de formación potencial de rótula plástica, la tensión nominal de corte no deberá superar el valor

$$v_n = \left(\frac{\phi_w^0}{\mu} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = \left(\frac{3,94}{2} + 0,15 \right) \sqrt{20 \text{ MPa}} = 9,48 \text{ MPa}$$

$$0,21 \text{ MPa} < 9,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.1.3 Verificación a Compresión

Se verificarán como columnas, debiéndose cumplir:

$$0,70 \phi P_n \geq P_U$$

Donde:

$$P_U = 501 \text{ KN}$$

$$P_n = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,004 (f'_c - 55) = 0,99$$

$$P_n = 0,99 * 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * [(8,30 \text{ m} * 0,30 \text{ m}) - (17 * 2 * 1,13x10^{-4} \text{ m}^2)] + 420000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 17 * 2 * 1,13x10^{-4} \text{ m}^2$$

$$P_n = 50840 \text{ KN}$$

$$0,70 * 1 * 50840 \text{ KN} \geq 514 \text{ KN}$$

$$35588 \text{ KN} \geq 501 \text{ KN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.1.4 Verificación a Flexocompresión

La verificación de la sección del tabique de hormigón armado, sometido a solicitaciones combinadas de esfuerzos axiales y flexión, será a partir del diagrama de interacción de resistencia.

En este caso se tiene una flexión compuesta biaxial, por lo que el diagrama de interacción será una superficie en el espacio. Si a la misma se la corta con un plano horizontal se obtiene una curva de falla para carga axial constante. Cualquier

solicitación (P_u ; M_{ux} ; M_{uy}) que caiga dentro o en la superficie de falla verifica las condiciones de equilibrio entre las fuerzas internas y externas.

Se utilizó el programa PPLAN que grafica el diagrama de interacción. Para obtener el mismo se introdujeron las características geométricas de la sección y los esfuerzos solicitantes.

Figura Nº 7.15 – Datos de entrada del Tabique 8d, PPLAN

Luego, del diagrama de interacción:

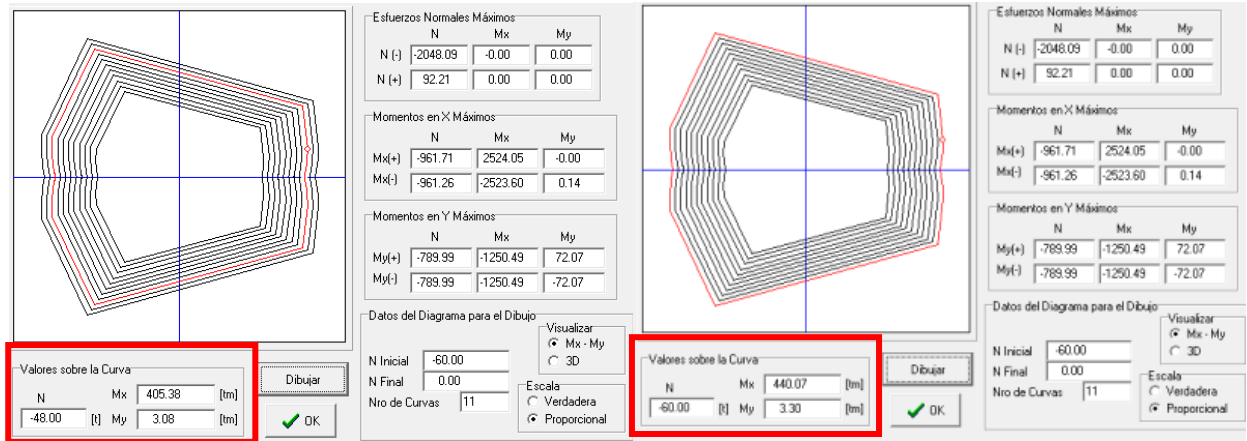


Figura Nº 7.16 – Diagrama de interacción del Tabique 8d, PPLAN

Las solicitaciones se encuentran dentro de la superficie de falla, por lo que **se verifica a flexocompresión**.

7.3.1.5 Verificación a cargas perpendiculares a su plano

La verificación se hará como una losa. Se considera al tabique formado por una serie de vigas rectas de 1 m de ancho y altura 0,30 m

$$M_n = \frac{K_r * b * d^2 * f'_c}{\phi}$$

Donde:

$K_r = 0,205$ (sección subarmada)

$\phi = 0,70$ (Aplastamiento del homirgón)

$d = 0.26$ m

$$M_n = \frac{0,205 * 0,30 \text{ m} * (0,26 \text{ m})^2 * 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{0,70} = 118,80 \text{ KNm}$$

El momento solicitante (en este caso es en la dirección y del tabique) será:
 $M_u = 5,00 \text{ KNm}$

$$118,80 \text{ KNm} > 5,00 \text{ KNm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.2 Verificación Tabique 7 (dirección y)

Los cálculos resultan ser similares a lo realizado para el Tabique 8d. Se muestran los mismos sin hacer comentarios, siendo estos los mismos que la sección anterior.

7.3.2.1 Verificación a Flexión

- o Armadura longitudinal:

La cuantía de la armadura longitudinal ρ_l en cualquier parte de un tabique sismorresistente deberá cumplir con:

$$\frac{0,70}{F_y} \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} \leq \frac{16}{F_y}$$

$$0,0017 \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} \leq 0,038$$

Donde $b_i = 300 \text{ mm}$ y supongo $s_v = 500 \text{ mm}$, entonces

Considero 21 barras $\emptyset 12$ (1,13 cm^2), dos capas cada 50 cm.

$$0,0017 \leq \frac{21 * 2 * A_b}{b_i s_v} = 0,032 \leq 0,038$$

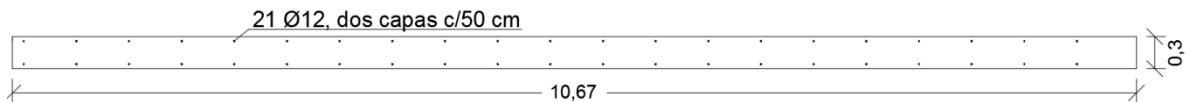


Figura N° 7.17 - Esquema de armadura longitudinal Tabique 7

Conociendo la disposición de armaduras longitudinales calculo el momento nominal:

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{A_s F_y}{2 f'_c 0,85 b_w} \right)$$

Donde:

$$d = 0,80 L_w = 0,80 * 10,67 \text{ m} = 8,54 \text{ m}$$

$$\varepsilon_c = 0,3 \%$$

$$\varepsilon_s \geq 0,5 \%$$

$$K_c \leq 0,375$$

$$K_c = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} = \frac{0,3 \%}{0,3\% + 0,5\%} = 0,375$$

$$c = 0,375 * 8,54 \text{ m} = 3,20 \text{ m}$$

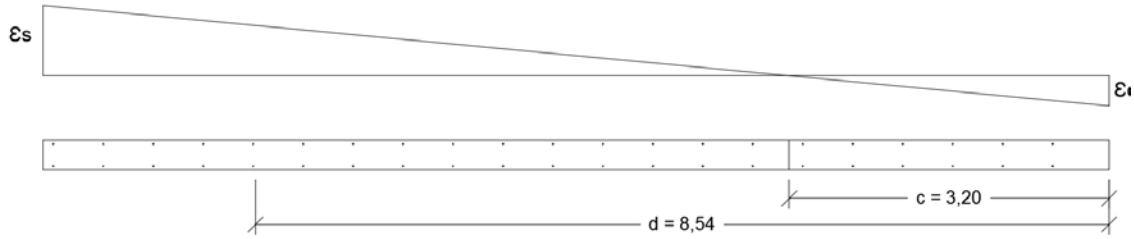


Figura N° 7.18 - Esquema de deformaciones en el Tabique 6

Donde se observa que se tienen 30 barras traccionadas, de las cuales supongo que 4 se encuentran en fluencia resistiendo el momento solicitante en el tabique. El momento nominal será entonces:

$$M_n = 4 * 1,13 \text{ cm}^2 * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} \left(8,54 \text{ m} - \frac{4 * 1,13 \text{ cm}^2 * 42 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}}{2 * 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,85 * 0,30 \text{ m}} \right) = 1618 \text{ KNm}$$

Verificación:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$0,90 * 1618 \text{ KNm} \geq 710 \text{ KNm}$$

$$1456 \text{ KNm} > 827,34 \text{ KNm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.2.2 Verificación a Corte

El esfuerzo de corte de diseño en el nivel i para tabiques sismorresistentes en voladizo, deberá evaluarse según la expresión siguiente:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_w^0 V_{Ei} \leq \mu \frac{V_{Ei}}{\phi}$$

Donde:

$$\omega_v = 1$$

$$V_{Ei} = 230,28 \text{ KN}$$

$$\phi = 1$$

$$\mu = 2$$

$$\phi_w^0 = \frac{\lambda_0 M_n^{w \text{ base}}}{M_E^w} = \frac{1,4 * 1618 \text{ KNm}}{827,34 \text{ KNm}} = 2,74$$

$$V_{ui} = 1 * 2,74 * 230,28 < 2 * \frac{230,28 \text{ KN}}{1}$$

$$V_{ui} = 631 \text{ KN} > 461 \text{ KN}$$

Se observa que no se cumple con la limitación impuesta según el reglamento. Se adopta el valor del esfuerzo de corte considerando al tabique comportándose elásticamente.

La verificación a esfuerzos de corte será a partir de la tensión nominal total de corte, la cual se calcula como:

$$v_n = \frac{V_u}{0,80 b_w L_w} = \frac{461 \text{ KN}}{0,80 * 0,30 \text{ m} * 10,67 \text{ m}} = 180 \text{ KPa} = 0,18 \text{ MPa}$$

En la zona de formación potencial de rótula plástica, la tensión nominal de corte no deberá superar el valor

$$v_n = \left(\frac{\phi_w^0}{\mu} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c}$$

$$v_n = \left(\frac{2,74}{2} + 0,15 \right) \sqrt{20 \text{ MPa}} = 6,80 \text{ MPa}$$

$$0,18 \text{ MPa} < 6,80 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.2.3 Verificación a Compresión

$$0,70 \phi P_n \geq P_U$$

Donde:

$$P_U = 880,19 \text{ KN}$$

$$P_n = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,004 (f'_c - 55) = 0,99$$

$$P_n = 0,99 * 20000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * [(10,67 \text{ m} * 0,30 \text{ m}) - (21 * 2 * 1,13x10^{-4} \text{ m}^2)] + 420000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 21 * 2 * 1,13x10^{-4} \text{ m}^2$$

$$P_n = 65279 \text{ KN}$$

$$0,70 * 1 * 65279 \text{ KN} \geq 514 \text{ KN}$$

$$45695,30 \text{ KN} > 880,19 \text{ KN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.3.2.4 Verificación a Flexocompresión

Geometría	
Perímetro	2194.00 [cm]
Area	32010.00 [cm ²]
Jx	2400750 [cm ⁴]
Jy	3036919408 [cm ⁴]

Materiales Adoptados	
σ'bk :	210 [kg/cm ²]
βs :	4200 [kg/cm ²]
βz :	0 [kg/cm ²]

Armadura		
	NO Tesa	Tesa
Barras	42	0
TOTAL [cm ²]	47.46	0.00

Solicitaciones	
N	-88.00 [t]
Mx	0.60 [tm]
My	82.73 [tm]

Figura N° 7.19 – Datos de entrada del Tabique 7, PPLAN

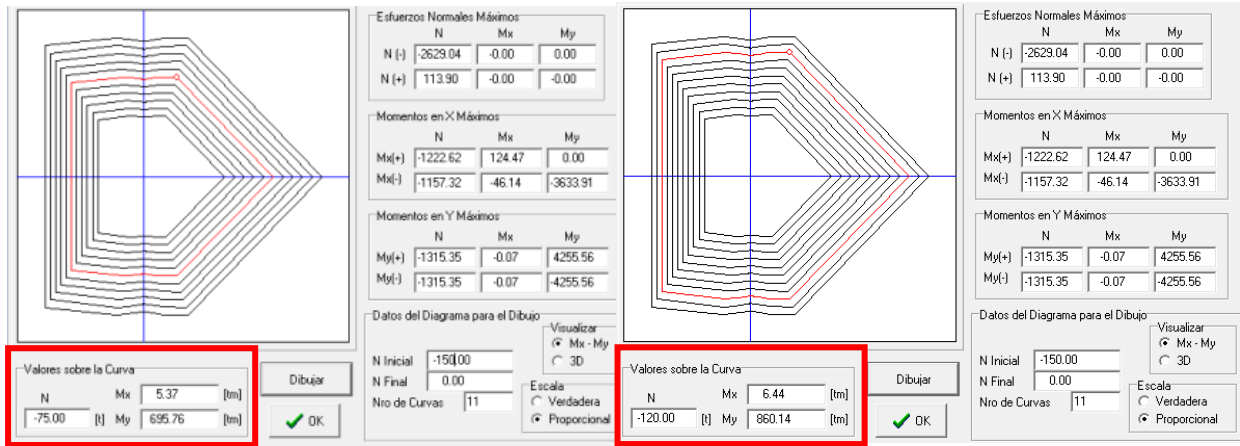


Figura Nº 7.20 – Diagrama de interacción del Tabique 7, PPLAN

Las solicitaciones se encuentran dentro de la superficie de falla, **se verifica a flexocompresión.**

7.3.2.5 Verificación a cargas perpendiculares a su plano

$$M_n = \frac{K_r * b * d^2 * f'_c}{\phi}$$

Donde:

$K_r = 0,205$ (sección subarmada)

$\phi = 0,70$ (Aplastamiento del homirgón)

$d = 0.26$ m

$$M_n = \frac{0,205 * 0,30 \text{ m} * (0,26 \text{ m})^2 * 20000 \frac{KN}{m^2}}{0,70} = 118,80 \text{ KNm}$$

El momento solicitante (en este caso es en la dirección y del tabique) será:

$M_u = 5,71 \text{ KNm}$

$$118,80 \text{ KNm} > 5,71 \text{ KNm} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.4 VERIFICACIÓN DE LAS DEFORMACIONES

En la sección 6.1 del presente informe se ha explicado el comportamiento estructural de los tabiques de hormigón armado que forman la superestructura que protege al Reactor Nuclear RA-0. Allí se comentó que este sistema de estructura presenta buena rigidez frente a solicitaciones laterales (principalmente frente a las acciones sísmicas), y en esta sección se verificará que las deformaciones piso a piso sean menores que las permitidas. En función del *capítulo 13 del CIRSOC 103 parte I*:

"El análisis de las deformaciones está asociado con los siguientes aspectos del comportamiento sismorresistente:

- **Daños sobre los denominados elementos no estructurales.**
- **Condiciones de estabilidad y resistencia final.**
- *Martilleo contra estructuras adyacentes.*"

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} provocada por la excitación sísmica, se define como la diferencia entre los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, dividida por la distancia entre ambos niveles.

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$$

Donde:

δ_k ; δ_{k-1} son los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso, respectivamente. Estos valores serán obtenidos a partir de los desplazamientos obtenidos en el modelo SAP2000 (considerando la acción de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura) y multiplicados por la ductilidad global μ .

Verificación:

Tabla Nº 7.38 – Control de la distorsión horizontal de piso, dirección x

Nivel [m]	Desplazamiento horizontal δ_k [m]	Desplazamiento horizontal δ_{k-1} [m]	Distancia entre niveles h_{sk} [m]	Ductilidad global μ	Distorsión horizontal θ_{sk}
0.00	0.00	-	5.20	2.00	0.00031
5.50	0.0008	0.00			

Tabla Nº 7.39 – Control de la distorsión horizontal de piso, dirección y

Nivel [m]	Desplazamiento horizontal δ_k [m]	Desplazamiento horizontal δ_{k-1} [m]	Distancia entre niveles h_{sk} [m]	Ductilidad global μ	Distorsión horizontal θ_{sk}
0.00	0.00	-	5.20	2.00	0.0004
5.50	0.001	0.00			

El reglamento establece dos condiciones, de las cuales, para la estructura del Reactor Nuclear, resulta ser la **Condición D.:** "existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura." Se controlará que la distorsión de piso no supere los límites indicados por la siguiente tabla, en función del grupo de construcciones a que pertenece la estructura:

Tabla Nº 7.40 – Valores límites de la distorsión de horizontal de piso

Condición	Grupo de construcción		
	A _o	A	B
D.	0,010	0,011	0,014
N.D.	0,010	0,015	0,019

dirección x → $\theta_{sk} = 0,00031 < 0,011 \rightarrow VERIFICA$

dirección Y → $\theta_{sk} = 0,0004 < 0,011 \rightarrow VERIFICA$

7.5 VERIFICACIÓN DE LA PROTECCIÓN BIOLÓGICA

En el *capítulo 2* del presente trabajo final se ha comentado que para proteger al personal de las radiaciones inducidas por el Reactor se coloca entre la fuente de emisión y el receptor una protección biológica para reducir la dosis de radiación. En el caso del Reactor Nuclear RA-0 se ha construido una protección de mampuestos de bloques de hormigón simplemente apoyados.

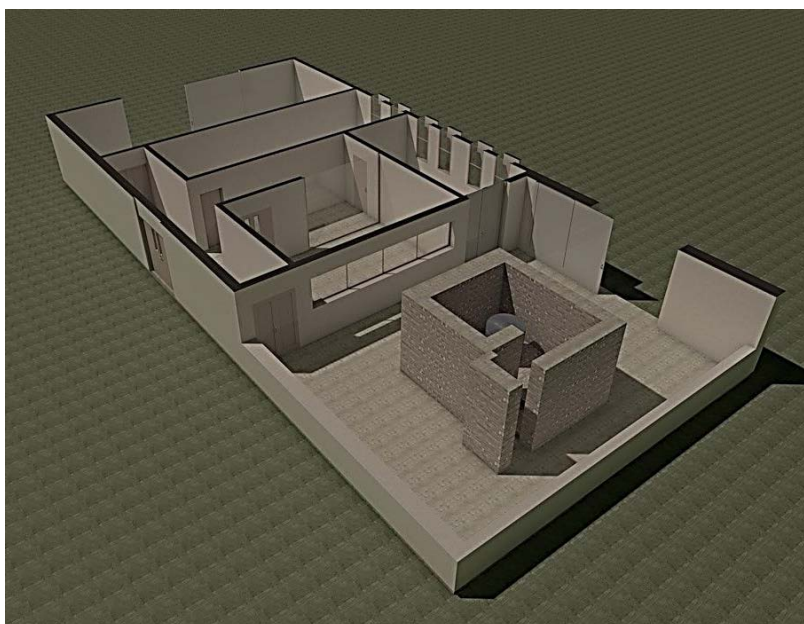


Figura Nº 7.21 – Perspectiva de la protección biológica

Los mampuestos contruidos de esta manera (sin juntas de mortero) no cumplen con ninguna función estructural. Aun así, cuando ocurra el terremoto de diseño estos elementos sufrirán la acción de una fuerza sísmica que tendera a volcar la protección. Esto último se debe evitar rotundamente ya que si un mampuesto cede, el Reactor puede verse dañado y traer consigo graves consecuencias.

7.5.1 Fuerza estática equivalente

El *capítulo 15 del CIRSOC 103 parte I* establece que:

- “Todo componente de la construcción que no forma parte de la estructura principal, deberá ser diseñado para resistir las fuerzas que la excitación sísmica induce sobre él”.

- “Para la comprobación de la propia estabilidad y resistencia de un componente ubicado en el nivel k , se deberá considerar una fuerza estática equivalente F_p aplicada en su centro de gravedad, determinada mediante la siguiente expresión:

$$F_p = C_{pk} W_p$$

Donde:

- $W_p =$ peso del componente considerado

Al no formar un conjunto, se analizará solamente un solo bloque de hormigón. Las dimensiones del mismo son (40 cm x 20 cm x 20 cm).

$$W_p = 0,40 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 0,224 \text{ KN}$$

- $C_{pk} =$ coeficiente sísmico correspondiente al componente

Se determina mediante la siguiente expresión:

$$C_{pk} = a_s \gamma_p \gamma_r$$

a_s es la ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones determinado en la sección 8.1.4.4, $a_s = 0,196$.

γ_p es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de componente y γ_r es un coeficiente en función de la ubicación del componente. Se lo obtienen de la siguiente tabla:

Tabla N° 7.41 – Componentes de la construcción

Caso	Componentes de la construcción	Dirección a considerar	γ_p	γ_r	
				ubicación	
				a) ⁽¹⁾	b) ⁽²⁾
1	Cornisas, parapetos, marquesinas, letreros, acondicionadores de aire, paneles de fachada, balcones, antepechos, ornamentos, accesorios y elementos no clasificados.	cualquiera	3	1,5	1,0
2	Muros, tabiques, cerramientos, paneles divisorios, vinculados en todo su contorno a la estructura.	normal a su plano	1,0	1,3	1,0
3	Escaleras que no forman parte de la estructura.	cualquiera	1,5	1,3	1,3
4	Tanques, torres, antenas, casillas de ascensores y apéndices cuyas estructuras sean de configuración y naturaleza diferente a la estructura principal y con período propio inferior a 0,4 ó mayor que 1,6 del período fundamental de la estructura.	cualquiera	1,5	1,3	1,0
5	Idem caso 4, pero con período fundamental comprendido entre 0,4 y 1,6 del período fundamental de la estructura.	cualquiera	3,0	1,3	1,0

(1) La ubicación a) indicada en la Tabla 13 corresponde a las siguientes posibilidades:

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la construcción con riesgo para gran número de personas, otras estructuras o bienes.
- Elementos cuyo colapso o desprendimiento afecten a: circulaciones interiores o exteriores del edificio, accesos, vías de comunicación, sistemas de emergencia, etc.

(2) La ubicación b) corresponde a las posibilidades no comprendidas en a).

$$\gamma_p = 3,0$$

$$\gamma_r = 1,5$$

La dirección de la fuerza estática a considerar será **normal a su plano**, ya que la misma es la condición más crítica para los bloques de hormigón (es la dirección para la que presentan menor resistencia).

El coeficiente sísmico será:

$$C_{pk} = 0,196 * 3,0 * 1,5 = 0,882$$

Y la fuerza estática equivalente

$$F_p = 0,882 * 0,224 \text{ KN} = \mathbf{0,198 \text{ KN}}$$

7.5.2 Verificación al deslizamiento

Sólo se tendrá en cuenta la resistencia que un solo bloque de hormigón genera frente a la fuerza estática. Esta última estará aplicada en el centro de gravedad del compuesto y el bloque de hormigón resistirá su desplazamiento debido a la fricción que se generan entre mampuestos:

$$F_r = W_p \mu$$

Se considera un coeficiente de fricción $\mu = 1$,

$$F_r = 0,224 \text{ KN} * 1 = 0,224 \text{ KN}$$

Verificación:

$$F_r = 0,224 \text{ KN} > F_p = 0,198 \text{ KN} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

7.5.3 Verificación al vuelco

A pesar de que los mampuestos no se encuentran unidos mediante mortero, si se tiene en cuenta la fricción que se genera entre los mismos apoyados uno sobre otros cuando la fuerza estática actúa en cada elemento, puede considerarse a los bloques de hormigón trabajando en conjunto, por lo que deberán garantizar que frente a la excitación sísmica no volcarán.

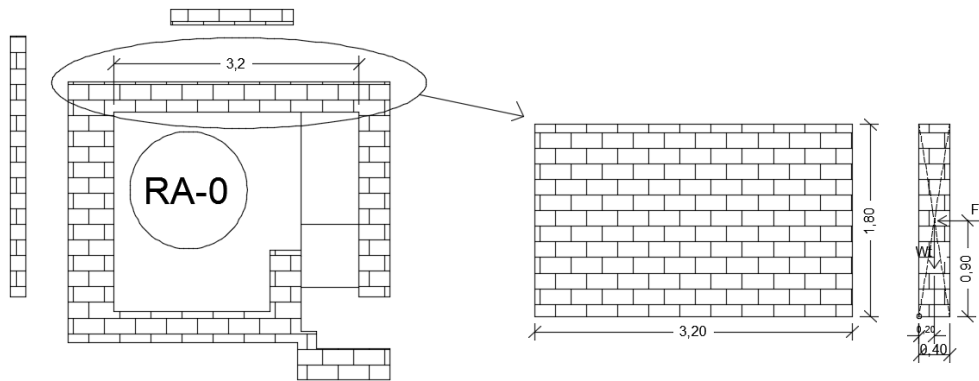


Figura N° 7.22 – Fuerza estabilizadora y desestabilizadora

Al considerar todo el conjunto el peso y la fuerza estática serán:

$$W_t = 3,20 \text{ m} * 1,80 \text{ m} * 0,40 \text{ m} * 14 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 32,26 \text{ KN}$$

$$F_p = 32,26 \text{ KN} * 0,882 = 28,45 \text{ KN}$$

Entonces:

$$\text{Momento estabilizante} \rightarrow M_e = 32,26 \text{ KN} * 0,20 \text{ m} = 6,45 \text{ KNm}$$

$$\text{Momento ede vuelco} \rightarrow M_v = 28,45 \text{ KN} * 0,90 \text{ m} = 25,61 \text{ KNm}$$

$$M_e < M_v \rightarrow \text{NO VERIFICA}$$

Se ha analizado una sola “pared en conjunto” y la misma no verifica al vuelco, por lo que se proponen dos posibles soluciones para que toda la protección de mampuestos no sufra caídas durante el suceso del "terremoto de diseño" y así evitar daños sobre el Reactor RA-0.

1. Realizar una nueva protección biológica, con los mismos materiales y geometría pero esta vez con mortero que garantice que todo el elemento trabaje en conjunto y tenga mayor resistencia.

2. Colocar hileras de bloques de hormigón de manera de aumentar el peso y por ende, aumentar el momento estabilizante.

La primera solución es directa y garantiza la total protección del Reactor frente a un sismo. Como variante a la misma, se puede construir una nueva protección con materiales más resistentes (mampostería con vigas de encadenado o pórticos de hormigón armado). Al generar esta estructura, se debe garantizar su vinculación a la losa, por lo que tiene como desventaja que necesita de mayor logística para evitar dañar al Reactor durante la construcción, buena mano de obra y tiempo para la construcción de la protección biológica.

En cambio, la segunda solución propuesta es menos costosa, requiere menos mantenimiento y menos tiempo de construcción. Aun así, implica una reducción de los espacios de libre circulación dentro de la sala del Reactor, y además se debe mover la bomba de su lugar, por lo que requiere de un análisis de espacios para ver si es factible aplicarla.

A continuación, se realizan los cálculos necesarios para cumplir con la segunda solución propuesta, con lo cual quedarán definidos los espacios de libre circulación. Para evitar el vuelco de los mampuestos trabajando en conjunto se deberá colocar hileras de bloques de hormigón de manera de ir formando un muro en pirámide. Se irá agregando hileras a un lado para observar si cumple o no con la verificación, en caso de no satisfacer se agregará otra hilera y se procederá de la misma manera hasta garantizar estabilidad del componente. Las hileras se irán colocando solo de un lado, ya que la protección se encuentra muy cerca del Reactor y no sería factible mover toda la estructura.

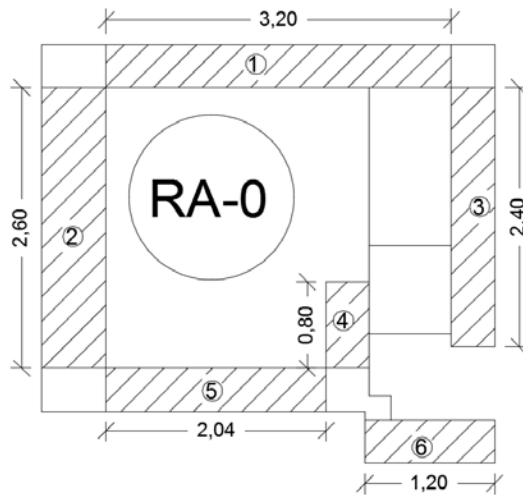
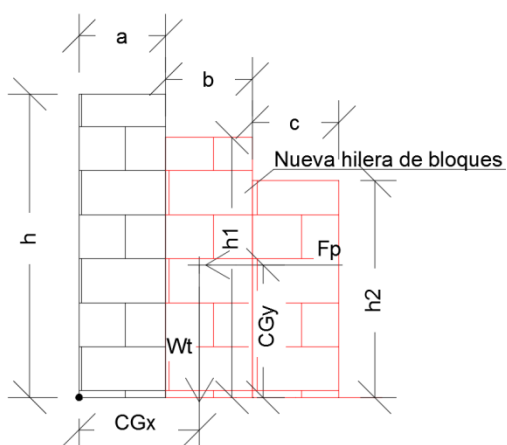


Figura Nº 7.23 – Verificación al vuelco, designación de paredes

Tabla N° 7.42 – Dimensiones de las paredes de la protección biológica

Elemento	dimensiones		
	ancho [m]	largo [m]	altura [m]
Pared 1	0.40	3.20	1.80
Pared 2	0.60	2.60	1.80
Pared 3	0.40	2.40	1.80
Pared 5	0.40	2.04	1.80
Pared 6	0.40	1.20	1.80



$$CG_x = \frac{a * h * \frac{a}{2} + b * h1 * \left(a + \frac{b}{2}\right) + c * h2 * \left(a + b + \frac{c}{2}\right)}{a * h + b * h1 + c * h2}$$

$$CG_y = \frac{a * h * \frac{h}{2} + b * h1 * \frac{h1}{2} + c * h2 * \frac{h2}{2}}{a * h + b * h1 + c * h2}$$

Figura N° 7.24 – Determinación centro de masa de las paredes de la protección biológica

Tabla N° 7.43 – Centro de masa de la nueva pared

Elemento	PROPUESTA						Centro de masa del nuevo elemento	
	dimensiones 1ª hilera			dimensiones 2ª hilera			CGx [m]	CGy [m]
	ancho [m]	largo [m]	altura [m]	ancho [m]	largo [m]	altura [m]		
Pared 1	0.60	3.20	0.80	0.60	3.20	0.60	0.608	0.608
Pared 2	0.60	2.60	0.80	0.60	2.60	0.40	0.620	0.673
Pared 3	0.60	2.40	0.80	0.60	2.40	0.60	0.608	0.608
Pared 5	0.60	2.04	0.80	0.60	2.04	0.60	0.608	0.608
Pared 6	0.60	1.20	0.80	0.60	1.20	0.60	0.608	0.608

Tabla N° 7.44 – Verificación al vuelco

Elemento	VERIFICACION AL VUELCO			
	Wt [KN]	Fp [KN]	Mom. Estabilizant [KNm]	Mom. de vuelco [KNm]
Pared 1	69.89	61.64	42.47	37.46
Pared 2	65.52	57.79	40.62	38.91
Pared 3	52.42	46.23	31.85	28.09
Pared 5	44.55	39.30	27.07	23.88
Pared 6	26.21	23.12	15.93	14.05

$$M_e = W_t * CG_x$$

$$M_v = F_p * CG_y$$

La pared 4, por tener poco espacio disponible, la única solución es realizar juntas de mortero y vincularla a una pared de mayor espesor para que aumente su resistencia al vuelco.

En las siguientes imágenes se observa la sala de Reactor actual y como quedaría la misma de acuerdo a lo propuesto.

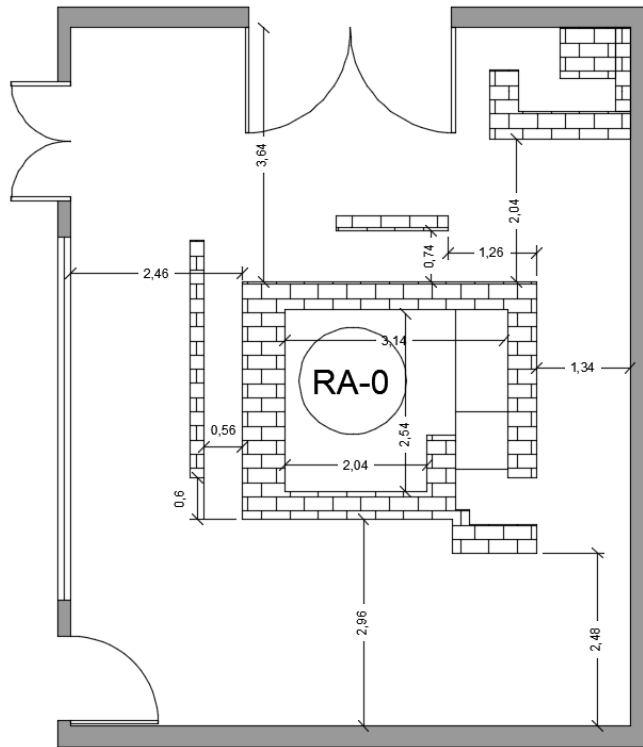


Figura Nº 7.25 – Sala del Reactor Nuclear RA-0 actual

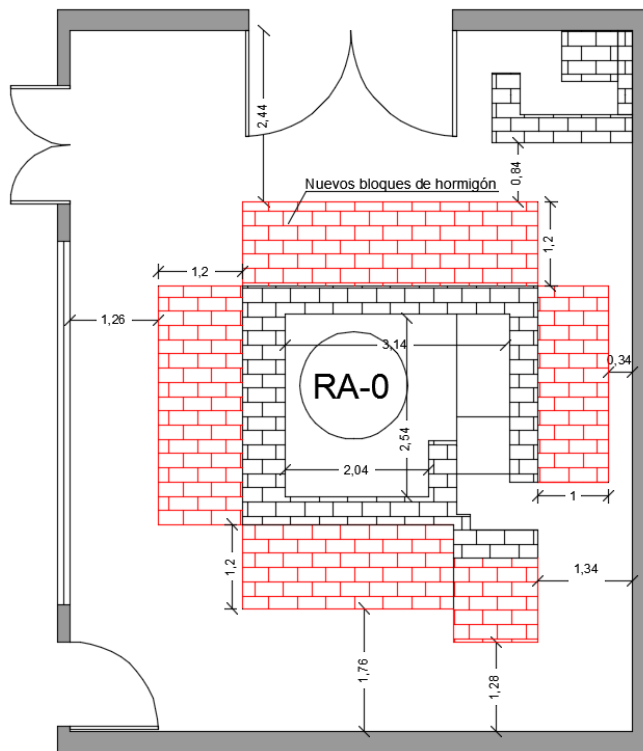


Figura Nº 7.26 – Sala del Reactor nuclear RA-0 propuesta

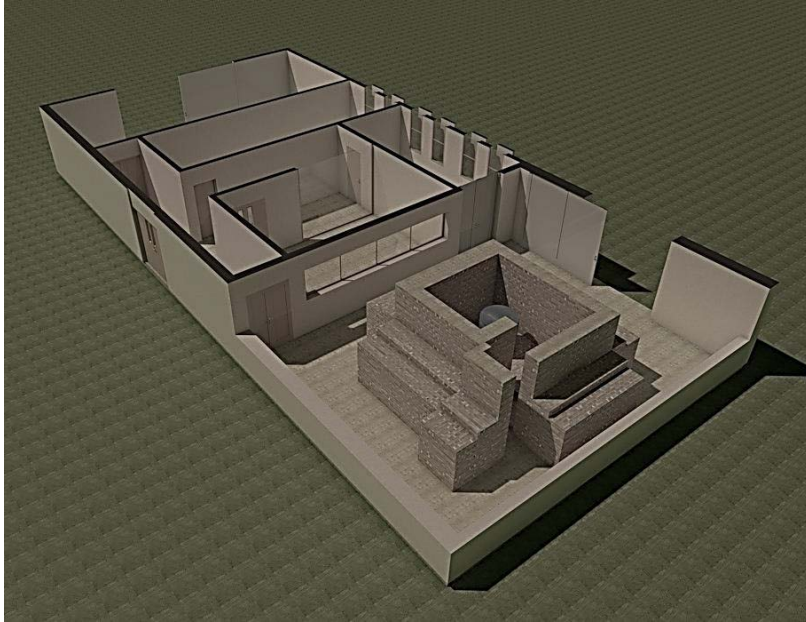


Figura Nº 7.27 – Perspectiva de la solución propuesta para la protección biológica

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES FINALES

8.1 DEL PROYECTO

La estructura del Reactor Nuclear RA-0 formada por tabiques de hormigón armado se encuentra en buen estado y cumple con todas las verificaciones estructurales. Por lo que, frente a todas las posibles sollicitaciones externas a las que puede estar sometido (principalmente el sismo), la superestructura cumple con las condiciones de estabilidad, resistencia y rigidez.

Con respecto a la protección biológica, se propuso una solución para garantizar que los bloques de hormigón armado simplemente apoyados uno sobre otros no se caigan durante un sismo. La propuesta debe ser analizada en conjunto con el personal del Reactor para ver si es factible su construcción, ya que se reducen los espacios de libre circulación, ya que en caso contrario se deberá definir cuál será la solución más aceptable que se puede llevar a cabo.

8.2 DE LAS PRÁCTICAS SUPERVISADAS

Esta Práctica Supervisada fue una primera experiencia laboral y una introducción al ejercicio profesional, con las responsabilidades que este proyecto demandó y con las necesarias decisiones que en ciertos momentos se tomaron. Fue muy útil para aplicar varios conceptos aprendidos durante el cursado de la carrera a un caso práctico específico, que es una estructura especial la cual tiene que cumplir con determinadas características para garantizar seguridad. Si bien en el cursado se estudiaron sobre la teoría en que se basa el proyecto, aquí se pudo llevar a la práctica y además aprender a modelar la superestructura con un software de elementos finitos muy aplicado en la práctica profesional.

Al sumergirme en esta primera experiencia profesional, me interiorice sobre el impacto social que estas instalaciones tienen. Entonces, como conclusión final, puedo decir que el trabajo de un ingeniero civil no se resume únicamente en calcular lo que se le solicite, el ingeniero civil es un profesional que realiza distintos tipos de obras para la sociedad y es por esto que nos formamos académicamente no sólo en adquirir conocimientos de cálculos, sino que también nos formamos moralmente para cumplir con los objetivos del diseño y que además la nueva obra cumpla con su función y sea segura tanto para la sociedad como para el medio ambiente.

BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento CIRSOC 101, *Reglamento argentino de cargas permanentes y Sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras.*
- Reglamento CIRSOC 102, *Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.*
- Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103 Parte I, *Construcciones en general.*
- Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes INPRES-CIRSOC 103 Parte II, *Construcciones de hormigón armado.*
- Reglamento CIRCOC 201, *Reglamento argentino de estructuras de hormigón.*
- Profesor Carlos Ricardo Llopiz, *Tabiques de hormigón armado: comportamiento, diseño y análisis*, Instituto de mecánica estructural y riesgo sísmico.
- Luis E. Suárez, Guillermo M. Gerbaudo y Drianfel Vázquez, *Introducción visual a SAP2000.*
- Comisión Nacional de Energía Atómica, www.cnea.gov.ar.
- Autoridad Regulatoria Nuclear, www.arn.gov.ar.
- Reactor Nuclear RA-0, www.ra0.efn.uncor.edu/index.php.

ANEXOS

ANEXO I – ANÁLISIS DE CARGAS

Con el análisis de cargas que se pretende determinar las cargas que la losa o viga le transmite a los tabiques y que serán los valores que luego se introducen en el modelo de SAP200 para analizar la estructura y obtener las reacciones en las bases de los tabiques.

Se presenta aquí algunos cálculos realizados y que ayudarán a entender el plano de análisis de cargas. En el plano se observa que a los tabiques T1 y T8 se los ha subdividido según como apoyan las losas para que el análisis pueda ser más claro. Esta subdivisión se mantiene en el modelo.

Nota: En el Anexo IV – Planos, planos nº 20 y 21 se encuentran los planos de análisis de cargas confeccionados a partir de los cálculos.

A-I.1 Análisis de cargas. Estado D

No se considerarán el peso propio de los tabiques sobre las losas, ya que el programa SAP2000 lo calculará automáticamente.

Nota: En el programa SAP2000, la opción “Load cases” permite definir los diferentes estados de cargas. Se Definió la carga “MUERTA” y se asignó un valor unitario al factor “Self Weight Multiplier”, esto significa que el programa va a incluir el peso propio de los elementos al correr el modelo.

- Losa 1:

Es una losa en una dirección que no presenta losas adyacentes que puedan impedir o restringir el giro en alguno de sus bordes, por lo que considero a la losa simplemente apoyada.

Al ser una losa en una dirección se deformará como una viga cargada uniformemente en todo su largo y por lo tanto transferirá su carga sobre la luz menor (hacia la viga V2 y el tabique T5).

$$L1 = \frac{q_{D1x} * l_x}{2} = \frac{7,75 \frac{KN}{m^2} * 4,50 m}{2} = 17,44 KN/m$$

$$V2 = 0,30 m * 0,35 m * 24 \frac{KN}{m^3} = 2,52 KN/m$$

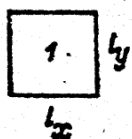
Sobre los tabiques T3 y T4 actuará la siguiente carga proveniente de la viga V2:

$$T3/T4 = \frac{(L1 + V2) * l_{viga}}{2} = \frac{\left(17,44 \frac{KN}{m} + 2,52 \frac{KN}{m}\right) * 5,22 m}{2} = 52,10 KN/m$$

La losa no descarga sobre los tabiques T1a y T8a por estar armada en una dirección, sólo actuará el peso propio del tabique.

- Losa 2:

Considero a la losa simplemente apoyada en sus cuatros bordes (tampoco presenta losas adyacentes que impidan que la misma gire en sus bordes).



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{10,37 \text{ m}}{9,24 \text{ m}} = 1,12$$

De la Tabla de Marcus $\rightarrow K_x = 0,611$

$$q_{D2x} = K_x * q_{D2} = 0,611 * 8,95 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 5,47 \text{ KN/m}$$

$$q_{D2y} = q_{D2} - q_{D2x} = 8,95 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} - 5,47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 3,48 \text{ KN/m}$$

La losa se deformará como un cuenco y transferirá su carga en dos direcciones ortogonales:

$$\text{en } x \rightarrow L2 = \frac{q_{D2x} * l_x}{2} = \frac{5,47 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 9,24 \text{ m}}{2} = 25,30 \text{ KN/m}$$

$$\text{en } y \rightarrow L2 = \frac{q_{D2y} * l_y}{2} = \frac{3,48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 10,37 \text{ m}}{2} = 18 \text{ KN/m}$$

Sobre los tabiques actuarán las siguientes cargas:

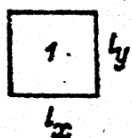
$$T1b = L2 * l_x = 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 9,24 \text{ m} = 166,32 \text{ KN}$$

$$T5 = (L1 + L2) * l_y = \left(17,44 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 25,30 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \right) * 10,37 \text{ m} = 443,21 \text{ KN}$$

$$T8b = T8c = \frac{L2 * l_x}{2} = \frac{18 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 9,24 \text{ m}}{2} = 83,16 \text{ KN}$$

- Losa 3:

Considero a la losa simplemente apoyada en sus cuatros bordes.



$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{10,37 \text{ m}}{8,00 \text{ m}} = 1,3$$

De la Tabla de Marcus $\rightarrow K_x = 0,741$

$$q_{D3x} = K_x * q_{D3} = 0,741 * 7,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 5,74 \text{ KN/m}$$

$$q_{D3y} = q_{D3} - q_{D3x} = 7,75 \frac{KN}{m^2} - 5,74 \frac{KN}{m^2} = 2,01 \text{ KN/m}$$

La losa transferirá su carga en dos direcciones ortogonales entre sí:

$$\text{en } x \rightarrow L3 = \frac{q_{D3x} * l_x}{2} = \frac{5,74 \frac{KN}{m^2} * 8 \text{ m}}{2} = 23 \text{ KN/m}$$

$$\text{en } y \rightarrow L3 = \frac{q_{D3y} * l_y}{2} = \frac{2,01 \frac{KN}{m^2} * 10,37 \text{ m}}{2} = 10,40 \text{ KN/m}$$

$$V1 = 0,30 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 24 \frac{KN}{m^3} = 2,52 \text{ KN/m}$$

Sobre los tabiques actuarán las siguientes cargas:

$$T1c = T2 = \frac{(L3 + V1) * l_{viga}}{2} = \frac{\left(10,40 \frac{KN}{m} + 2,52 \frac{KN}{m}\right) * 3 \text{ m}}{2} = 19,40 \text{ KN}$$

$$T6 = (L2 + L3) * l_y = \left(25,30 \frac{KN}{m} + 23 \frac{KN}{m}\right) * 10,37 \text{ m} = 500,90 \text{ KN}$$

$$T7 = L3 * l_y = 23 \frac{KN}{m} * 10,37 \text{ m} = 238,50 \text{ KN}$$

$$T8d = L3 * l_x = 10,4 \frac{KN}{m} * 8 \text{ m} = 83,20 \text{ KN}$$

A-I.2 Análisis de cargas. Estado L

Los cálculos realizados para este análisis de carga resultan ser los mismos hechos para las cargas D.

Nota: Las cargas en [KN] que se obtuvieron y que actúan en cada tabique luego se las dividió por el área del tabique correspondiente y este valor en [KN/m²] es el que se asignó a los elementos Shell del modelo en SAP2000.

ANEXO II – CÁLCULO DE LA DUCTILIDAD GLOBAL

La ductilidad global se define como la máxima deformación plástica respecto de la máxima deformación elástica que sufre una pieza al ser cargada. Esta característica de la estructura depende del material de construcción, la tipología estructural utilizada y la regularidad que presenta la estructura.

La estructura del Reactor Nuclear está conformada por **Tabiques sismorresistentes en voladizo**.

Los valores de la ductilidad global de la estructura lo establece el reglamento:

Tabla All. 1 - Valores de la ductilidad global (Tabla 3.1 del CIRSOC 103 Parte II capítulo 3.2.2)

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	DUCTILIDAD GLOBAL - μ -
1) TABIQUES SISMORRESISTENTES EN VOLADIZO	$\frac{4}{z}$
2) TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	$\frac{5}{z} \leq \frac{3A + 4}{z} \leq \frac{6}{z}$
Donde: $1,00 < z = 2,50 - 0,50A_r < 2,00$ (3 - 2) $\frac{1}{3} \leq A (\text{exp. 3-1}) \leq \frac{2}{3}$	

Tabla All. 2 - Ductilidades globales de cada tabique

Elemento	Altura (h_w) [m]	Largo (L_w) [m]	A_r	z	μ
Tabique 1a	5.40	4.80	1.13	1.94	2.06
Tabique 1b	5.40	9.54	0.57	2.22	2.00
Tabique 1c	5.40	2.65	2.04	1.48	2.70
Tabique 2	5.40	2.65	2.04	1.48	2.70
Tabique 3	5.40	2.80	1.93	1.54	2.60
Tabique 4	5.40	2.65	2.04	1.48	2.70
Tabique 5	5.40	10.67	0.51	2.25	2.00
Tabique 6	5.40	10.67	0.51	2.25	2.00
Tabique 7	5.40	10.67	0.51	2.25	2.00
Tabique 8a	5.40	4.80	1.13	1.94	2.06
Tabique 8b	5.40	3.37	1.60	1.70	2.35
Tabique 8c	5.40	4.27	1.26	1.87	2.14
Tabique 8d	5.40	8.30	0.65	2.17	2.00

Adopto una ductilidad global de la estructura $\mu = 2$

ANEXO III – CÁLCULO DEL CENTRO DE MASA DE CADA NIVEL DEL EDIFICIO

Para determinar el centro de masa de cada nivel del edificio en estudio considero el peso de cada uno de los elementos asociados a dicho nivel, luego:

$$X_{CM} = \frac{\sum W_i * x_i}{W}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum W_i * y_i}{W}$$

Tabla AIII. 1 - Calculo centro de masa Nivel 1 (losa 2)

Elemento	W _i [KN]	x _i [m]	y _i [m]	W _i * x _i [KNm]	W _i * y _i [KNm]
Losa 2	857.58	9.57	5.34	8207.02	4579.47
Muro 1	28.24	8.08	9.17	228.22	259.00
Muro 2	41.01	12.22	7.73	501.11	316.99
Muro 3	49.38	8.08	5.28	398.96	260.70
Muro 4	31.80	6.47	1.67	205.76	53.11
Muro 5	29.60	12.22	1.67	361.65	49.42
Muros sin designación	29.25	0.00	0.00	0.00	0.00
Tabique 1	297.00	8.42	10.67	2500.74	3168.99
Tabique 2	51.52	21.24	10.67	1094.20	549.68
Tabique 3	54.43	0.00	9.20	0.00	500.77
Tabique 4	51.52	0.00	1.40	0.00	72.12
Tabique 5	173.52	4.80	5.34	832.90	926.60
Tabique 6	142.56	14.34	5.34	2044.31	761.27
Tabique 7	207.42	22.64	5.34	4696.10	1107.65
Tabique 8	411.41	11.17	0.00	4595.43	0.00
Viga 3	1.34	9.13	7.73	12.27	10.39
Viga 4	5.88	10.16	5.89	59.74	34.63
Viga 5	1.65	8.08	2.25	13.30	3.70
Viga 6	2.99	10.16	2.65	30.38	7.92
Viga 7	5.04	12.22	1.67	61.59	8.42
	Σ 2473.13			Σ 25843.67	Σ 12670.84

Tabla AIII. 2 - Calculo centro de masa Nivel 2 (losa 1)

Elemento	W_i [KN]	x_i [m]	y_i [m]	$W_i * x_i$ [KNm]	$W_i * y_i$ [KNm]
Losa 1	361.65	2.40	5.34	867.97	1931.23
Tabique 1	148.50	8.42	10.67	1250.37	1584.50
Tabique 3	54.43	0.00	9.20	0.00	500.77
Tabique 4	51.52	0.00	1.40	0.00	72.12
Tabique 5	173.52	4.80	5.34	832.90	926.60
Tabique 8	205.70	11.17	0.00	2297.71	0.00
Viga 2	13.15	0.00	5.26	0.00	69.19
Σ	1008.48			Σ 5248.95	Σ 5084.41

Tabla AIII. 3 - Calculo centro de masa Nivel 2 (losa 3)

Elemento	W_i [KN]	x_i [m]	y_i [m]	$W_i * x_i$ [KNm]	$W_i * y_i$ [KNm]
Losa 3	642.94	18.49	5.34	11887.96	3433.30
Tabique 1	148.50	8.42	10.67	1250.37	1584.50
Tabique 2	51.52	21.24	10.67	1094.20	549.68
Tabique 6	142.56	14.34	5.34	2044.31	761.27
Tabique 7	207.42	22.64	5.34	4696.10	1107.65
Tabique 8	205.70	11.17	0.00	2297.71	0.00
Viga 1	7.56	18.49	10.67	139.78	80.67
Σ	1406.20			Σ 23410.44	Σ 7517.05

En el Anexo IV – Planos, planos n° 22 a 24 se adjuntan los planos que me sirvieron para determinar las distancias X_i e Y_i .

ANEXO IV - PLANOS
