



CARTA DE AUTORIZACIÓN

CÓDIGO

AP-BIB-FO-06

VERSIÓN

1

VIGENCIA

2014

PÁGINA

1 de 1

Neiva, 24 de enero de 2023

Señores

CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN

UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA

Neiva

Los suscritos:

Maira Sofía Gutiérrez, con C.C. No. 1007681919 y Carlos Mauricio Lara Barrios, con C.C. No.1075322165, autores de la tesis y/o trabajo de grado titulado “Caracterización de casos representativos de fallas estructurales en obras de ingeniería” presentado y aprobado en el año 2023 como requisito para optar al título de Ingeniero Civil;

Autorizamos al CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN de la Universidad Surcolombiana para que, con fines académicos, muestre al país y el exterior la producción intelectual de la Universidad Surcolombiana, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Los usuarios puedan consultar el contenido de este trabajo de grado en los sitios web que administra la Universidad, en bases de datos, repositorio digital, catálogos y en otros sitios web, redes y sistemas de información nacionales e internacionales “open access” y en las redes de información con las cuales tenga convenio la Institución.
- Permita la consulta, la reproducción y préstamo a los usuarios interesados en el contenido de este trabajo, para todos los usos que tengan finalidad académica, ya sea en formato Cd-Rom o digital desde internet, intranet, etc., y en general para cualquier formato conocido o por conocer, dentro de los términos establecidos en la Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995 y demás normas generales sobre la materia.
- Continúo conservando los correspondientes derechos sin modificación o restricción alguna; puesto que, de acuerdo con la legislación colombiana aplicable, el presente es un acuerdo jurídico que en ningún caso conlleva la enajenación del derecho de autor y sus conexos.

De conformidad con lo establecido en el artículo 30 de la Ley 23 de 1982 y el artículo 11 de la Decisión Andina 351 de 1993, “Los derechos morales sobre el trabajo son propiedad de los autores”, los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.

Maira Sofía Gutiérrez Peña

Carlos Mauricio Lara Barrios

Firma: \_\_\_\_\_

Firma: \_\_\_\_\_

Vigilada Mineducación



**TÍTULO COMPLETO DEL TRABAJO:** Caracterización de casos representativos de fallas estructurales en obras de ingeniería.

**AUTOR O AUTORES:**

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
Gutiérrez Peña	Maira Sofía
Lara Barrios	Carlos Mauricio

**DIRECTOR Y CODIRECTOR TESIS:**

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
Ortiz Lasprilla	Albert Ricardo

**ASESOR (ES):**

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
----------------------------	--------------------------

**PARA OPTAR AL TÍTULO DE:** Ingeniero Civil.

**FACULTAD:** Ingeniería

**PROGRAMA O POSGRADO:** Ingeniería Civil

**CIUDAD:** Neiva

**AÑO DE PRESENTACIÓN:** 2023

**NÚMERO DE PÁGINAS:** 63

**TIPO DE ILUSTRACIONES (Marcar con una X):**

Diagramas X Fotografías\_\_\_ Grabaciones en discos\_\_\_ Ilustraciones en general X Grabados\_\_\_  
Láminas\_\_\_ Litografías\_\_\_ Mapas\_\_\_ Música impresa\_\_\_ Planos X Retratos\_\_\_ Sin ilustraciones\_\_\_ Tablas  
o Cuadros X

Vigilada Mineducación

La versión vigente y controlada de este documento, solo podrá ser consultada a través del sitio web Institucional [www.usco.edu.co](http://www.usco.edu.co), link Sistema Gestión de Calidad. La copia o impresión diferente a la publicada, será considerada como documento no controlado y su uso indebido no es de responsabilidad de la Universidad Surcolombiana.



**SOFTWARE** requerido y/o especializado para la lectura del documento:

**MATERIAL ANEXO:**

**PREMIO O DISTINCIÓN** (*En caso de ser LAUREADAS o Meritoria*):

**PALABRAS CLAVES EN ESPAÑOL E INGLÉS:**

<u>Español</u>	<u>Inglés</u>	<u>Español</u>	<u>Inglés</u>
1. <u>Causa de falla</u>	<u>Cause of failure</u>	6. _____	_____
2. <u>Colapso</u>	<u>Collapse</u>	7. _____	_____
3. <u>Falla estructural</u>	<u>Structural failure</u>	8. _____	_____
4. _____	_____	9. _____	_____
5. _____	_____	10. _____	_____

**RESUMEN DEL CONTENIDO:** (Máximo 250 palabras)

El presente trabajo investiga las causas de falla de cuatro obras de infraestructura, tres de ellas nacionales y una internacional, como el edificio Space en Medellín, la torre la Escollera en Cartagena, el puente Chirajara en la vía Bogotá-Villavivencio y por último el puente Morandi en Italia. Si bien existe diversa información acerca de estos sucesos, generalmente se presenta de manera diversa y confusa, por lo que se pretende plasmar dichas causas de manera sencilla y comprensible. Con esta finalidad, se estudió a fondo las características de cada caso, partiendo desde su sistema estructural, el diseño de sus elementos, la calidad de sus materiales y cumplimiento de la normativa de diseño aplicable. Adicionalmente se analizaron los factores externos según su ubicación, la integridad del proceso constructivo, las modificaciones e intervenciones realizadas y las inconsistencias presentadas. Una vez conocidas las características de las estructuras se procedió a realizar un análisis estático, evaluando las cargas y resistencia de los elementos estructurales que permitieran establecer las fallas presentadas, de manera clara. Finalmente, conocidas las causas de falla de estas estructuras, por medio de esquemas y gráficos, se identificaron diferentes tipos como un mal diseño de los elementos estructurales, afectaciones al refuerzo por factores como la corrosión y errores constructivos que resultaban en una insuficiente rigidez de la estructura. Se resalta la importancia de tener un control y una verificación constante de la calidad de los materiales y del diseño estructural, el cual subsane las demandas de carga, rigidez y estabilidad que requieran.



DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO

CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA	3 de 3
--------	--------------	---------	---	----------	------	--------	--------

**ABSTRACT:** (Máximo 250 palabras)

This paper investigates the causes of failure of four infrastructure projects, three of them national and one international, such as the Space building in Medellín, the Escollera tower in Cartagena, the Chirajara bridge on the Bogotá-Villavivencio road and finally the Morandi bridge in Italy. Although there is a variety of information about these events, it is generally presented in a diverse and confusing manner, so the purpose of this paper is to present these causes in a simple and understandable way. To this end, the characteristics of each case were studied in depth, starting from its structural system, the design of its elements, the quality of its materials and compliance with the applicable design regulations. In addition, the external factors were analyzed according to their location, the integrity of the construction process, the modifications and interventions carried out and the inconsistencies presented. Once the characteristics of the structures were known, a static analysis was performed, evaluating the loads and resistance of the structural elements to clearly establish the failures. Finally, once the causes of failure of these structures were known, by means of diagrams and graphs, different types were identified, such as a bad design of the structural elements, reinforcement affectations due to factors such as corrosion and construction errors that resulted in insufficient stiffness of the structure. The importance of having a constant control and verification of the quality of the materials and the structural design, which meets the load, stiffness and stability demands required, is highlighted.

**APROBACION DE LA TESIS**

Nombre Presidente Jurado:

Firma:

Nombre Jurado: Sandra Villamizar.

Firma: *Sandra X. Villamizar G.*

Nombre Jurado: Daniel Gómez Pizano.

Firma:

CARACTERIZACIÓN DE CASOS REPRESENTATIVOS DE FALLAS  
ESTRUCTURALES EN OBRAS DE INGENIERÍA

Maira Sofía Gutiérrez Peña  
Carlos Mauricio Lara Barrios

Como requisito para optar por el título de  
Ingeniero Civil

Director: Albert R. Ortiz

Universidad Surcolombiana  
Facultad de Ingeniería

Noviembre, 2022

## Resumen

El presente trabajo investiga las causas de falla de cuatro obras de infraestructura, tres de ellas nacionales y una internacional, como lo son el edificio Space en Medellín, la torre la Escollera en Cartagena, el puente Chirajara en la vía Bogotá - Villavivencio y por último el puente Morandi en Génova, Italia. Si bien existe diversa información acerca de estos sucesos, generalmente se presenta de manera diversa y confusa, por lo que se pretende plasmar dichas causas de manera sencilla y comprensible. Con esta finalidad, en primer lugar, se estudió a fondo las características de cada caso, partiendo desde su sistema estructural, el diseño de sus elementos, la calidad de sus materiales y cumplimiento de la normativa de diseño aplicable. Adicionalmente se analizaron los factores externos según su ubicación, la integridad del proceso constructivo, las modificaciones e intervenciones realizadas y las inconsistencias presentadas. Una vez conocidas las características de las estructuras se procedió a realizar un análisis estático, evaluando las cargas y resistencia de los elementos estructurales que permitieran establecer las fallas presentadas, de manera clara y sencilla. Finalmente, conocidas las causas de falla de estas estructuras, por medio de esquemas y gráficos, se identificaron diferentes tipos como un mal diseño de los elementos estructurales, afectaciones al refuerzo por factores externos como la corrosión y errores constructivos que resultaban en una insuficiente rigidez de la estructura. Se resalta la importancia de tener un control y una verificación constante de la calidad de los materiales y del diseño estructural, el cual no solo esté orientado al cumplimiento de los requisitos mínimos exigidos en la normativa, sino que subsane las demandas de carga, rigidez y estabilidad que requiera la estructura para su correcto funcionamiento.

***Palabras clave***– Causa de falla, Colapso, Falla estructural.

## Abstract

This paper investigates the causes of failure of four infrastructure works, three of them national and one international, such as the Space building in Medellin, the Escollera tower in Cartagena, the Chirajara bridge on the Bogotá - Villavivencio road and finally the Morandi bridge in Genoa, Italy. Although there is a variety of information about these events, it is generally presented in a diverse and confusing manner, so the aim is to present these causes in a simple and understandable way. To this end, first of all, the characteristics of each case were studied in depth, starting from its structural system, the design of its elements, the quality of its materials and compliance with the applicable design regulations. In addition, the external factors were analyzed according to their location, the integrity of the construction process, the modifications and interventions carried out and the inconsistencies presented. Once the characteristics of the structures were known, a static analysis was performed, evaluating the loads and resistance of the structural elements to establish the failures in a clear and simple manner. Finally, the causes of failure of these structures were identified by means of diagrams and graphs. Different types of failure were identified, such as poor design of the structural elements, damage to the reinforcement due to external factors such as corrosion, and construction errors resulting in insufficient stiffness of the structure. The importance of having a constant control and verification of the quality of the materials and the structural design, which is not only oriented to the fulfillment of the minimum requirements demanded by the regulations, but also to meet the load, stiffness and stability demands required by the structure for its correct operation, is highlighted.

**Keywords** – Cause of failure, Collapse, Structural failure.

## Agradecimientos

En primera instancia queremos agradecer al ingeniero Albert Ortiz por haber sido de gran apoyo para poder presentar nuestro trabajo de grado, por su buena disposición para resolver nuestras dudas, ser paciente y guiarnos. De igual manera, agradecemos a todos los profesores que nos orientaron y transmitieron sus conocimientos durante el proceso académico. A nuestras familias por ser ese soporte, apoyarnos cada vez que lo necesitábamos y motivarnos a salir adelante. A nuestros amigos, en especial a Lucía, Juan Pablo, Daniel, Elián y Jorge, que nos brindaron su apoyo durante toda la carrera, en lo académico y lo personal.

## TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
Resumen .....	I
Abstract .....	II
Agradecimientos .....	III
Tabla de contenido .....	IV
Lista de figuras .....	VI
Lista de tablas .....	VIII
1. Introducción.....	1
1.1 Problema de investigación.....	2
1.2 Objetivo General.....	2
1.3 Objetivos Específicos .....	2
2. Edificio Space .....	3
2.1 Descripción de la estructura .....	3
2.2 Causa de falla .....	5
2.3 Análisis de resultados.....	10
3. Edificio La Escollera. ....	12
3.1 Descripción de la estructura.....	12
3.2 Causa de falla. ....	14
3.3 Análisis estructural simplificado. ....	16
3.3.1 Fuerza de viento. ....	18
3.4 Análisis de resultados.....	30
4. Puente Chirajara .....	32
4.1 Descripción de la estructura .....	32
4.2 Causa de falla .....	33
4.3 Análisis de resultados.....	39
5. Puente Morandi. ....	40

5.1	Descripción de la estructura.....	40
5.2	Causa de falla. ....	42
5.3	Análisis de resultados.....	50
6.	Conclusiones .....	51
	Referencias.....	52

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	Pág.
2.1 (a) Vista en planta edificio Space. (b) Fachada etapa 6. Tomado de [Yamin et al., 2018] .....	4
2.2 Sección columna típica etapa 6. Elaboración propia.....	6
2.3 Vista en planta etapa 6 edificio Space. Elaboración propia. ....	8
2.4 Diagrama de carga axial de columna en el eje R3 y S3 en Toneladas. Elaboración propia.....	9
3.1 Vista frontal torre la Escollera. Elaboración propia. ....	13
3.2 Pórticos sometidos a cargas laterales. (a) Sin arriostramiento. (b) Arriostrado con diagonales. Elaboración propia. ....	15
3.3 Planta ejes de columnas y diagonales.....	20
3.4 Pórticos analizados en sentido X (Eje 3-3) y en sentido Y (Eje A-A). (a) Sin riostras. (b) Con riostras. ....	21
4.1 Perfil puente Chirajara. Elaboracion Propia. ....	33
4.2 Componentes de las pilas del puente Chirajara. Elaboración propia. ....	34
4.3 Fuerzas actuantes en la pila (a) Sección transversal. (b) Sección longitudinal. Elaboración propia. ....	35
4.4 Digramas de cuerpo libre de la pila B. (a) Junta pilón superior y brazos superiores. (b) Junta brazos y losa cabezal. (c) Junta brazos inferiores y dado. Elaboracion propia. ....	36
5.1 Viaducto principal puente Morandi. Elaboración Propia.....	41
5.2 Sección transversal y logitudinal de la pila 9. Elaboración propia.....	43
5.3 Sección transversal y logitudinal de los tirantes. Elaboración propia.....	44
5.4 Diagrama de fuerzas en la pila 9. Elaboración propia. ....	46

5.5	Diagrama de cuerpo libre pila 9. Elaboración Propia. ....	47
5.6	Diagrama de fuerzas en la pila 9. Elaboración Propia.....	48

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA	Pág.
2.1 Características elementos estructurales edificio Space. Elaboración propia.	4
2.2 Avalúo de cargas etapa 6. Elaboración propia. ....	7
3.1 Presiones de viento por planta en los pórticos X y Y. Elaboración propia.	23
3.2 Propiedades de las columnas del eje A3-D3 de la planta 3. Elaboración propia.....	24
3.3 Rigidez de riostras. Elaboración propia .....	25
3.4 Desplazamientos ocasionados en la edificación para el pórtico en el sentido X, con riostras y sin riostras.....	27
3.5 Desplazamientos ocasionados en la edificación para el pórtico en sentido Y, con riostras y sin riostras. ....	29
4.1 Principales características puente Chirajara. Elaboración propia. ....	32
5.1 Características viaducto principal puente Morandi. Elaboración propia. ..	40
5.2 Resistencia de tirantes puente Morandi .....	44
5.3 Avalúo de cargas de servicio pila 9. Elaboración propia.....	46
5.7 Resistencia final con afectación por corrosión.....	49

# 1. Introducción

El papel principal de la ingeniería ha sido atender las necesidades básicas de la población creciente y posibilitar el disfrute de una serie de servicios y de comodidades acordes con los avances y paradigmas de la modernidad, además crear las condiciones de infraestructura que permiten el desarrollo de las actividades productivas y el crecimiento económico [Mariño, 2007]. En la ingeniería civil es fundamental que todo proyecto se realice priorizando la seguridad, estabilidad y durabilidad de la estructura diseñada, siguiendo todos los parámetros normativos que apliquen tanto en su etapa de diseño como de construcción, teniendo presente que existen diversos factores que pueden afectar la calidad de la estructura durante la ejecución de una obra, como lo pueden ser los fenómenos naturales, errores de diseño, sobrecargas, materiales defectuosos y mala ejecución en los procesos constructivos. Al no considerar estas predisposiciones se pueden desencadenar múltiples afectaciones a estas estructuras, desde las más leves hasta aquellas que la vuelven inestable presentando un grave riesgo para quienes hagan uso de ella.

A lo largo de la historia de Colombia se han presentado distintos acontecimientos de fallas estructurales en edificaciones y puentes que han llegado hasta el punto del colapso. Entre los más destacados se encuentran proyectos como el edificio La Escollera en la ciudad de Cartagena, el cual fue diseñado en estructura metálica y pretendía ser la torre de vivienda más alta del país con 56 pisos y 206 metros de altura. El 13 de mayo de 2007 cuando se habían construido 50 pisos, se vio afectado por un vendaval que le provocó una curvatura entre los niveles 28 y 40. Esta desviación ocasionó posteriormente su desmonte debido al riesgo que presentaba. Más adelante, en Medellín en el año 2013, el 12 de octubre, ocurrió el colapso de la torre 6 del edificio Space, en el cual fallecieron doce personas y decenas más resultaron damnificadas. estudios posteriores motivaron la demolición total del proyecto.

Los problemas asociados a las fallas estructurales van más allá de edificaciones, en la vía que conecta a Villavicencio con Bogotá, se desplomó, el 15 de enero de 2018 y faltando dos meses para su inauguración, el puente atirantado Chirajara, dejando como consecuencia 9 obreros fallecidos y 8 heridos. A nivel internacional sobresale el derrumbe

del puente Morandi, que representaba las primeras generaciones de puentes atirantados. Este proyecto contaba con una longitud de 1.102 metros y una altura media sobre el valle de 56 metros, el cual, tras 51 años de su construcción, sufrió un colapso en uno de los tres vanos que atravesaban el río Polcevera, dejando un saldo de 43 fallecidos.

Para la formación de los profesionales en ingeniería civil es importante dejar estos conocimientos como un precedente que sea tenido en cuenta para determinar cómo la ingeniería puede intervenir para prevenir, mitigar, reducir y solucionar las posibles afectaciones a futuro con nuevos proyectos. Por consiguiente, el propuesto trabajo procura contener un informe explicado a detalle de las estructuras más representativas que han colapsado a nivel internacional y en Colombia, por medio del cual se genere un acercamiento a estudiantes e interesados en entender de una manera simple el origen de estas fallas.

### **1.1 Problema de investigación**

- ¿Cuáles fueron las causas de fallas estructurales en algunas de las obras de infraestructura más distintivas y cómo transmitir lo identificado a los estudiantes del programa de ingeniería civil?

### **1.2 Objetivo General**

- Realizar un análisis de los reportes asociados a las fallas que condujeron a problemas emblemáticos de la ingeniería nacional o internacional en los últimos 20 años.

### **1.3 Objetivos Específicos**

- Realizar una revisión de la literatura asociada a las causas de colapso o falla del edificio La Escollera, Space, puente Chirajara y puente Morandi.
- Explicar de manera clara y esquemática las causas que condujeron a los problemas estructurales de las edificaciones mencionadas.

## 2. Edificio Space

### 2.1 Descripción de la estructura

Ubicado en el barrio El Poblado en la ciudad de Medellín, el edificio Space era un complejo residencial con 163 apartamentos construidos en  $10.800 m^2$  en concreto reforzado. El proyecto se encontraba dividido en seis torres diseñadas de manera escalonada en la cual cada una superaba en altura a la anterior. La última etapa tenía una altura de  $73,8 m$ , contando con 23 pisos, 4 sótanos, 2 parqueaderos y zonas sociales [UniAndes, 2014]. Su construcción se llevó a cabo desde el 2006 hasta el 2012 por responsabilidad de la constructora Lérica CDO, teniendo en cuenta la normativa vigente en la época (NSR-98).

De acuerdo con el Mapa Nacional de Amenaza Sísmica presentado en la figura A.2-2 del título A de la NSR-98.[AIS, 1998], Medellín se ubica en zona de amenaza sísmica intermedia en la región 5. Para su diseño estructural se utiliza un coeficiente de aceleración horizontal ( $A_a$ ) de 0,2 o los definidos por la microzonificación sísmica de Medellín. Por medio del estudio de suelo realizado para su diseño, se identificó un perfil de suelo residual tipo S2 con la presencia de 4 estratos, caracterizados por limos, limos arcillosos/arcilla limosa, limo arenoso/arena limosa, para finalmente encontrar un estrato rocoso a los 18m de profundidad [Gómez Cuello et al., 2019]. El sistema estructural utilizado fue de pórticos resistentes a momentos, utilizando un concreto de 21 MPa para elementos estructurales como vigas y losas, y de 35 MPa para columnas del sótano de la torre 6 [Yamin et al., 2018]. En la tabla 2.1, se presenta una descripción de las características de la torre colapsada.

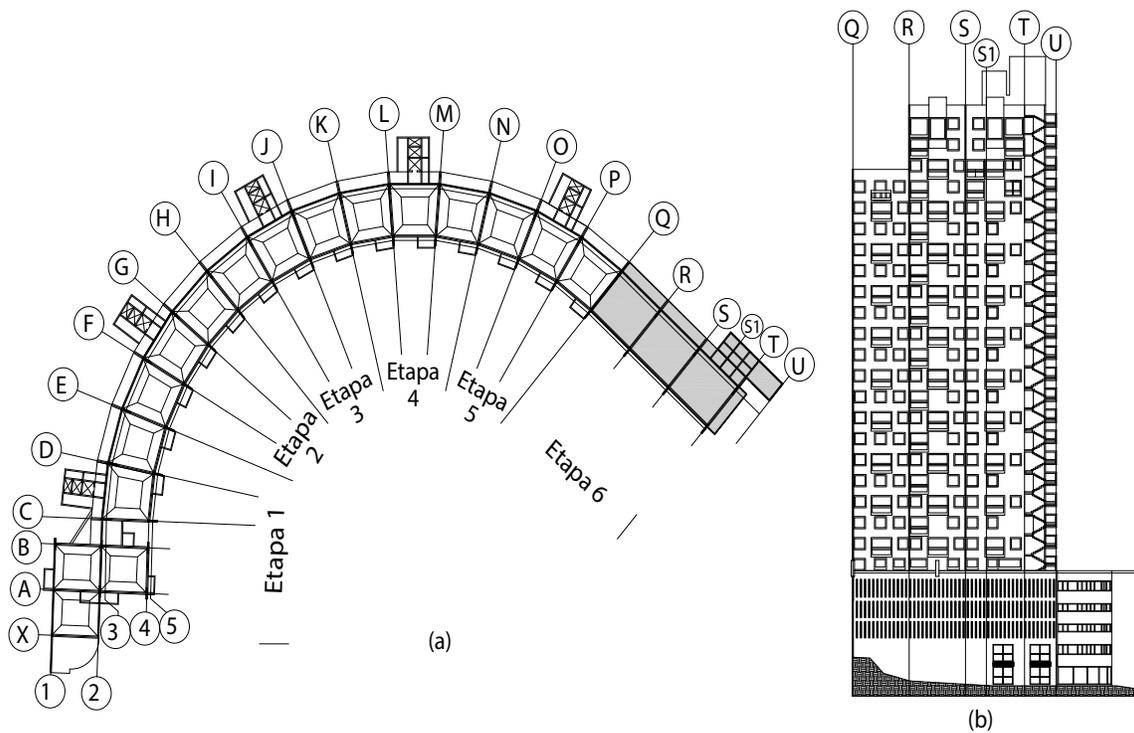


Figura 2.1: (a) Vista en planta edificio Space. (b) Fachada etapa 6. Tomado de [Yamin et al., 2018]

Elemento	Descripción	Sección	Unidad
Columnas	Tipo 1	0,2 x 1,5	$m^2$
	Eje x	0,2 x 1,0	$m^2$
	Sótanos	0,2 x 1,8	$m^2$
Losa reforzada en dos direcciones	Espesor	Variable (0,06 a 0,3)	$m$
Vigas	Longitudinales	0,2 x 0,5	$m^2$
	Radiales	0,4 x 0,3	$m^2$
	Cimentación	0,4 x 0,4	$m^2$
Caissons	Diámetro fuste	1,2	$m$
	Diámetro campana	Variable (1,9 a 3)	$m$

Tabla 2.1: Características elementos estructurales edificio Space. Elaboración propia.

## 2.2 Causa de falla

Desde la construcción de la etapa 6 el edificio venía presentando diversas patologías, como la aparición de grietas, separaciones en los muros divisorios internos, deflexiones verticales en las placas de entrepiso, además del reporte de asentamientos diferenciales y una falla por compresión en la columna del eje R3 en el nivel 5, presentada el 20 de febrero del 2013. El 11 de octubre de 2013 se detectó que la columna estructural S3 del cuarto piso en la etapa 6 había fallado, motivo por el cual se decidió evacuar la torre e iniciar labores de reparación. Al día siguiente en horas de la noche, la etapa 6 colapsó por completo, destruyendo 84 apartamentos y dejando un saldo de 12 personas fallecidas.

Ante el hecho la Universidad de los Andes realizó labores de consultoría y asesoría técnica a la alcaldía de Medellín para determinar las causas del colapso del edificio. Para dicha evaluación y diagnóstico en primera instancia se revisaron las memorias de cálculo y los planos del proyecto donde se encontraron diversas inconsistencias: la primera de ellas alusiva al sistema estructural de la edificación. La NSR-10 en su título A.3, menciona que todas las estructuras deben estar clasificadas en alguno de los cuatro sistemas estructurales, como lo son pórticos, muros de carga, combinado o dual. El sistema estructural definido en la memoria de cálculo fue el sistema dual, mientras que estudios posteriores a la falla encontraron que este correspondía a un sistema de muros de carga; no obstante, la finalidad de estos sistemas es repartir las cargas generadas frente a las fuerzas propias del edificio y externas como un sismo o vendaval, dándose a conocer que el Space no cumplía con los estándares de ninguno de los dos sistemas, además de que su diseño sísmico no era aplicable a la normativa utilizada (NSR-98).

Collazos Jotris [Collazos et al., 2019], una vez realizados los respectivos ensayos de laboratorio y evaluación de la calidad de los materiales, se determinó que el concreto no cumplía con la resistencia mínima a la compresión; las barras de acero no alcanzaban su límite mínimo a la fluencia; las losas presentaban deformaciones críticas, incumpliendo los requisitos de la capacidad de carga. En cuanto a la cimentación, los estudios geotécnicos presentados en la curaduría no eran lo suficientemente profundos para determinar la caracterización del suelo; hecho que provocó que el diseño de las pilas de cimentación tuvieran menos capacidad para

soportar cargas gravitacionales y sísmicas.

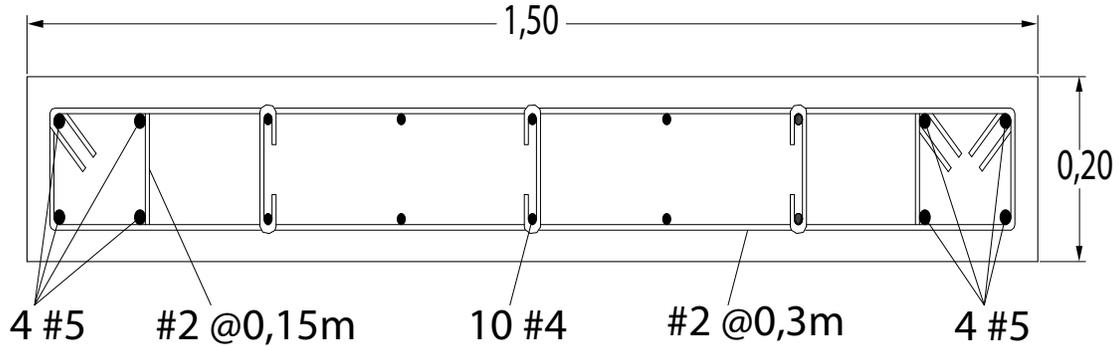


Figura 2.2: Sección columna típica etapa 6. Elaboración propia.

En la figura 2.2, se observa la sección de las columnas implementadas en la etapa 6, las cuales contaban con un refuerzo longitudinal de 8 barras N°5 ( $A = 1,98cm^2$ ) y 10 barras N°4 ( $A = 1,27cm^2$ ). Para determinar la resistencia de diseño se debe multiplicar la resistencia nominal ( $P_n$ ) por un coeficiente de reducción de resistencia ( $\phi$ ). Este coeficiente varía según el tipo de refuerzo que presente, por lo tanto, para elementos con estribos cerrados se establece un phi ( $\phi$ ) de 0,7.

$$P_u \leq \phi P_n \quad (2.1)$$

Según el numeral C.10.3.5.2 [AIS, 1998], la resistencia de diseño a fuerza axial para elementos reforzados con estribos cerrados se puede determinar con la fórmula 2.2.

$$\phi P_n = 0,8\phi[0,85f'_c(Ag - Ast) + (fy * Ast)] \quad (2.2)$$

Donde,

$$\phi = 0,7$$

$$f'_c = 21MPa \text{ (Resistencia nominal del concreto a compresión)}$$

$$fy = 420MPa \text{ (Resistencia nominal a la fluencia del acero)}$$

$$Ag = 0,2m * 1,5m = 0,3m^2 \text{ (Área bruta de la sección)}$$

$$Ast = (8 * 1,98cm^2) + (10 * 1,27cm^2) = 28,54cm^2 = 0,002854m^2 \text{ (Área del refuerzo a}$$

compresión)

$$P_n = 0,8[0,85f'c(Ag - Ast) + (fy * Ast)]$$

$$P_n = 0,8[0,85(21MPa)(0,3m^2 - 0,002854m^2) + (420MPa * 0,002854m^2)]$$

$$P_n = 5202,18kN = 520,21Ton$$

$$\phi P_{n(max)} = 0,7 * 5202,18kN$$

$$\phi P_{n(max)} = 3641,53kN \approx 364,15Ton$$

Para determinar la carga crítica a la que fueron sometidas las columnas, se partió de un análisis tanto de carga muerta, que incluye elementos estructurales como columnas, vigas y losas, además de elementos no estructurales como muros y acabados, así como de carga viva. La Tabla 2.2 presenta un resumen de las cargas muertas y vivas actuantes en la etapa 6.

<i>Carga de entrepiso</i>	
<b>Carga muerta</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Carga (kgf/m<sup>2</sup>)</b>
Losa en concreto	235,9
Columnas	59,4
Vigas	99,4
Acabados	150
Cielo raso en yeso suspendido	25
Muros interiores	300
<b>Carga muerta total</b>	<b>869,7</b>
<i>Carga de cubierta</i>	
Carga muerta	150

Tabla 2.2: Avalúo de cargas etapa 6. Elaboración propia.

En función del área aferente de las columnas de la etapa 6, se determinó la carga axial de las columnas ubicadas en el eje R3 y S3, las cuales recibían las cargas de una

misma área aferente de  $45,28m^2$ , como se observa en la figura 2.3. Adicionalmente, se realiza un diagrama representativo de las cargas permanentes que soportaba cada planta momentos previos al colapso; señalando la resistencia de diseño de las columnas en estudio.

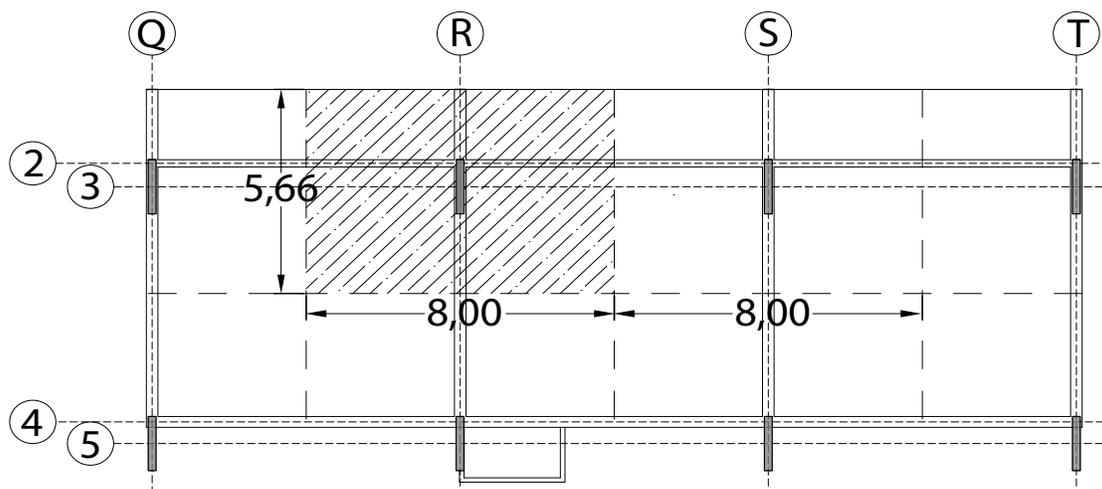


Figura 2.3: Vista en planta etapa 6 edificio Space. Elaboración propia.

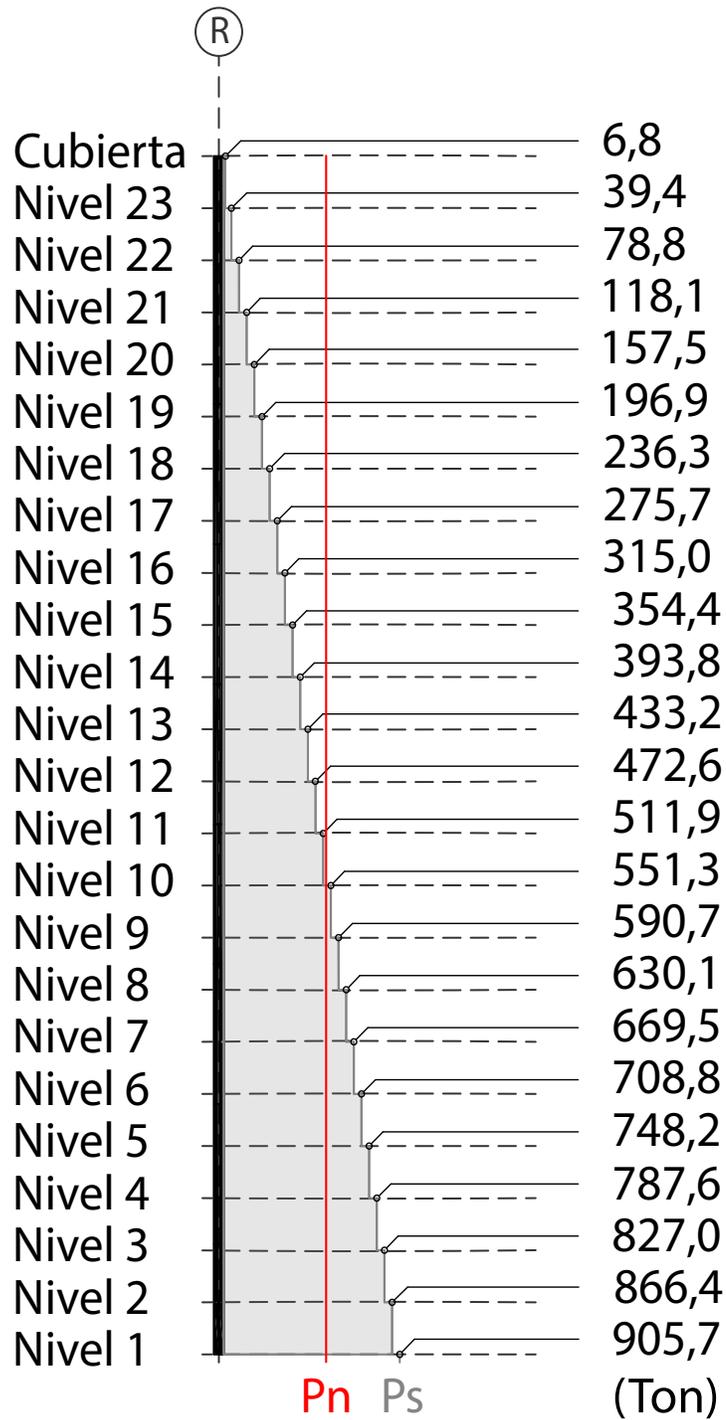


Figura 2.4: Diagrama de carga axial de columna en el eje R3 y S3 en Toneladas. Elaboración propia.

Como se puede observar, la carga que llegaba a la columna del piso 5 era de 748,2 Toneladas, cifra que superaba la capacidad de diseño de la columna, que explicaría la falla ocurrida en febrero de 2013, la cual generó una nueva distribución de esfuerzos en los elementos adyacentes y por consiguiente, la carga soportada por la columna del eje S3 y los muros divisorios, fomentando la falla por compresión y cortante ocurrida en el piso 4 unos meses después y finalmente su colapso.

En el título C de la norma [AIS, 1998], se establecen los lineamientos a seguir en el diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado según la capacidad de disipación de energía presente en la zona. Para un sistema con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), el numeral C.21.4 establece que la menor dimensión de la sección de una columna no debe ser menor a 0,25m, la cual no fue efectuada al presentarse una sección de 0,20m x 1,5m. Asimismo, fija una cuantía de refuerzo longitudinal superior al 1% y menor al 6%, mientras que el diseño proporcionaba el 0,95%. Ahora bien, en cuanto a estribos de confinamiento, el diseño presentaba estribos de diámetro N°2 y separación de 150mm, contrario a los requisitos dispuestos, como un diámetro mínimo de barras N°3 (6mm) y separación de barras de 100mm.

En ese sentido, la sección solo proporcionaba una resistencia a la compresión de 520,21 Ton, representando solo el 57% de la resistencia que debía disponer para soportar la carga axial de 905,7 Ton; a consecuencia de esto era evidente una falla estructural. Según [Yamin et al., 2018], de haberse aumentado sus dimensiones y por ende su capacidad, siguiendo los parámetros de la normativa vigente, se hubiera reducido la probabilidad de falla a menos de 0,1%, aún considerando los asentamientos diferenciales antedichos.

### **2.3 Análisis de resultados**

1. Pese a la incidencia de otros factores mencionados previamente, el detonante del colapso de la etapa 6 del edificio Space fue la falta de capacidad de las columnas, resultado del incumplimiento de los parámetros mínimos dispuestos en la norma de diseño para un sistema de disipación moderada de energía (DMO). Esta misma problemática se presentaba en las cinco fases anteriores, motivo por el cual, el 23 de septiembre de 2014 se demolió la estructura remanente.

2. La falla inicial presentada en la columna R3 en el nivel 5 generó una redistribución de esfuerzos en las columnas y demás elementos adyacentes. Como consecuencia, se desencadenó una sobrecarga en las columnas de los niveles inferiores, la cual se vió reflejada en la falla de mayor magnitud de la columna S3 del piso 4 y que motivó la evacuación de la edificación.
3. Al presentarse la falla de estas columnas, los demás elementos, principalmente los muros en mampostería pasaron a recibir parte de los esfuerzos generados y estos al no estar diseñados para soportar cargas de dicha magnitud colapsaron.
4. En el proceso constructivo se debe tener un control y una verificación tanto de los materiales como del diseño estructural para que estos trabajen en conjunto y resistan los esfuerzos ocasionados. La evaluación de calidad de los materiales determinaron que estos no cumplían con las especificaciones mínimas brindadas por la norma. En definitiva la falla se ocasiona por la acumulación de errores que resulta en una torre colapsada con víctimas fatales.

### **3. Edificio La Escollera.**

#### **3.1 Descripción de la estructura.**

El edificio la escollera pretendía ser la torre de apartamentos de lujo más alta de Colombia con 59 pisos y 206 m de altura. Ubicada en el sector de Bocagrande en la ciudad de Cartagena, inició su construcción en el año 2005. Este edificio fue diseñado como un sistema estructural combinado, conformado por diafragmas metálicos, vigas de acero en perfiles W y columnas cuadradas mixtas tubulares de acero rellenas de concreto reforzado de 8000 psi con varillas. La cimentación se componía de zapatas metálicas apoyadas sobre pilotes, los cuales a su vez se encontraban amarrados mediante vigas de concreto reforzado. Debido a su altura se diseñó para una fuerza de viento de 150 km/h según los lineamientos de la Norma Sismorresistente colombiana NSR-98, la cual regía en la época de desarrollo de este proyecto. En la Figura 3.1 se observa la fachada del edificio.

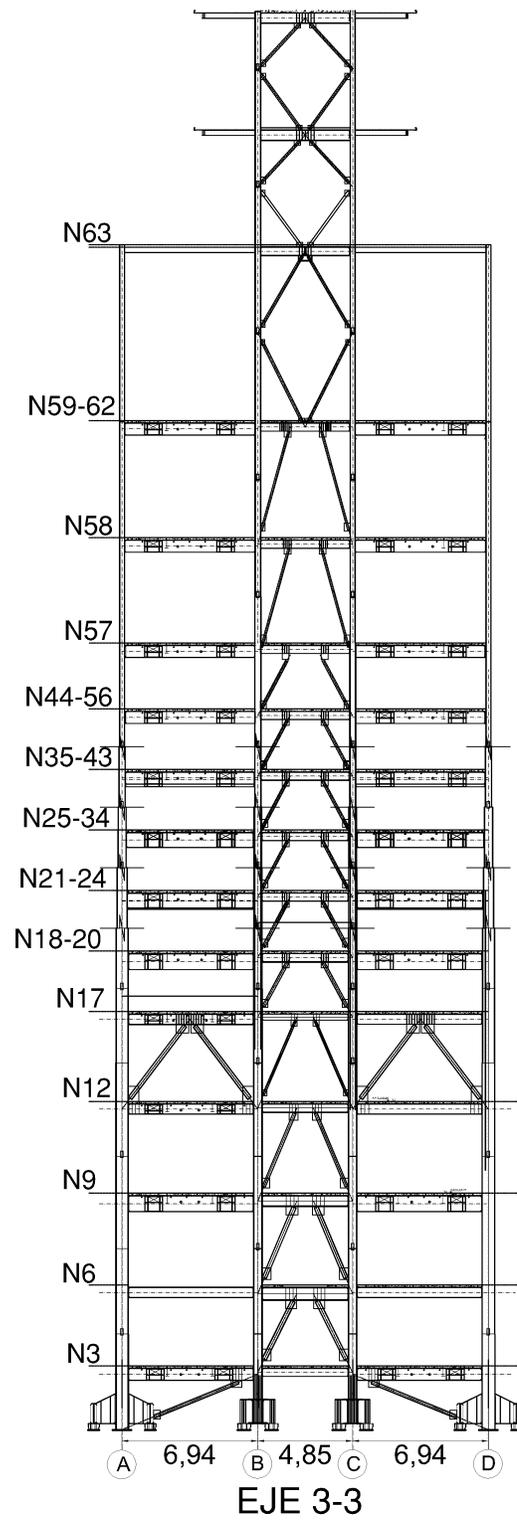


Figura 3.1: Vista frontal torre la Escollera. Elaboración propia.

### 3.2 Causa de falla.

El 13 de mayo de 2007 cuando ya se habían alzado 50 pisos y alcanzado una altura de 117,58 m, se presentó un vendaval con una velocidad de viento de 57,6 km/h. El vendaval ocasionó una curvatura en el armazón de acero, siendo esta máxima en el nivel 28. El fenómeno generó una deformación de 1m respecto al alineamiento original. En el artículo “Autopsia de la Torre Escollera” [Garza and Orozco, 2009], se atribuye como causa de la falla la ausencia de riostras y losas durante su montaje, así como la falta de rigidez en los nudos de conexión.

La conexión utilizada en vigas para la construcción de la Escollera fue por medio de viga laminada en perfil I soldada a columna tubular, lo que provoca un comportamiento de articulación, distinto a lo proyectado en el modelo realizado, el cual contemplaba estos nudos como rígidos. Teniendo en cuenta los tipos de conexiones calificadas del AISC, la implementación de conexiones rígidas supone una opción más eficiente al presentar una mayor restricción de rotación, transferencia de momentos al empotramiento y una mejor distribución de cargas, siendo esta una opción más favorable para este tipo de edificaciones de gran altura y diseño enfocado principalmente en resistir las fuerzas de viento.

El AISC (American Institute of Steel Construction) identifica las conexiones a momento en dos tipos, totalmente restringidas (tipo FR) y parcialmente restringidas (tipo PR), que a su vez se clasifican según el porcentaje de rigidez que presenten. Dentro de las PR se encuentran las conexiones simples, estas permiten la rotación de los miembros que conecta y presenta un porcentaje de rigidez menor al 20 %, así mismo, las conexiones semirrígidas se distinguen por su porcentaje de rigidez intermedio, es decir, entre el 20 % y 90 %. Adicionalmente se encuentran las conexiones rígidas, que hacen parte de las tipo FR, en las cuales se restringe la rotación relativa. Aunque en la práctica no se puede alcanzar una restricción total de la rotación, se determina que una conexión es rígida si su porcentaje de rigidez supera el 90 % [McCORMAC, 2012].

Con este tipo de conexión, el desplazamiento en su punto máximo para una carga de viento de 40 km/h se hubiera reducido 10,85 veces, pasando de una deriva máxima de

0,76 % con conexión articulada a 0,07 % con conexión rígida [Garza and Orozco, 2009]. Al no considerar las condiciones reales de conexión de la estructura en el modelo, no se obtuvo las especificaciones adecuadas de diseño que permitieran soportar las grandes demandas de rotación que exigía la edificación.

Un sistema aporricado se conforma mediante la unión de vigas y columnas por medio de nudos o conexiones que posibilitan la transferencia de cargas axiales, cortantes y momentos, adoptando una forma similar a la de un esqueleto. En este tipo de sistema se pueden presentar arriostramientos, estos se utilizan para restringir el movimiento lateral de sus juntas o conexiones generado por las fuerzas de sismo y viento. Un arriostramiento se produce mediante el soporte de elementos adjuntos, así como la implementación de diagonales en acero y muros. En la figura 3.2, se puede observar el comportamiento de un pórtico sometido a cargas laterales sin arriostramiento (a) y con la implementación de un arriostramiento mediante diagonales (b).

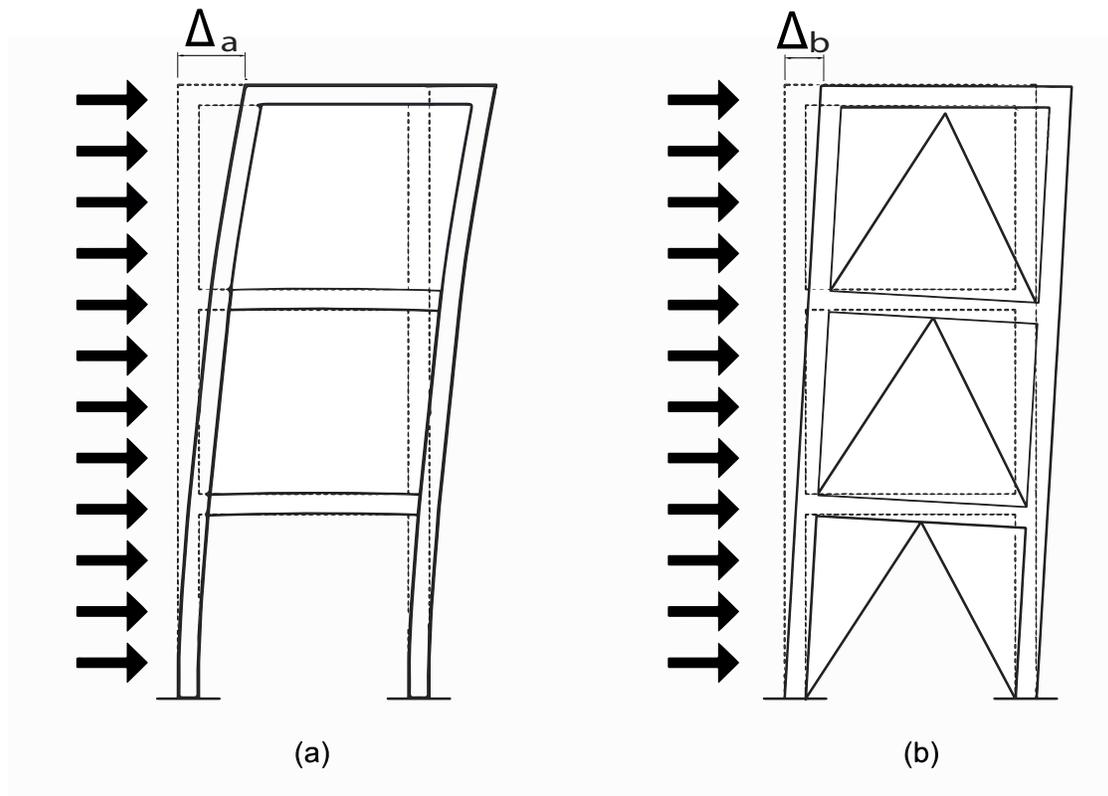


Figura 3.2: Pórticos sometidos a cargas laterales. (a) Sin arriostramiento. (b) Arriostrado con diagonales. Elaboración propia.

En la ejecución del proyecto se presentó un error constructivo al no tener en cuenta la instalación de las diagonales o riostras propuestas en el diseño. En este se planteaban arriostramientos excéntricos que en funcionamiento, dejan en las vigas zonas de deformación plástica que son de gran eficiencia para disipar energía ante deformaciones elevadas sin afectar la estabilidad de la estructura, a partir de esto, a medida que La Escollera tomaba altura, presentaba menos rigidez, mayores fuerzas laterales se generaban y menos restricciones existían, siendo más probable que se ocasionara un pandeo flexional.

### **3.3 Análisis estructural simplificado.**

A modo de ejemplificar lo antedicho, se realiza la comparación del comportamiento de la edificación con la implementación de las riostras (como se diseñó) y sin estas (como se construyó); por medio de un análisis de la rigidez de la estructura y los desplazamientos generados según la fuerza de viento de diseño.

En el capítulo 9 de su libro "Dinámica estructural"[Paz, 2010], presenta un método para analizar la rigidez definiendo el edificio como simple, suponiendo tres condiciones:

1. Que toda la masa de la estructura esta concentrada al nivel de los pisos para transformar el problema de un sistema con infinitos grados de libertad, a un sistema que tiene tantos grados de libertad como número de masas concentradas a nivel de los pisos.
2. Las vigas en los pisos son infinitamente rígidas con relación a la rigidez de las columnas; es decir, las uniones entre las vigas y las columnas permanecen fijas sin rotación.
3. La deformación de la estructura es independiente de las fuerzas axiales, es decir, las vigas rígidas en los pisos permanecen horizontales durante el movimiento de la estructura.

De igual manera, un edificio simple se puede idealizar como una sola columna con masas concentradas a la altura de los pisos donde solo son posibles desplazamientos

horizontales de estas masas; con esto, la fuerza requerida para producir un desplazamiento relativo de magnitud unitaria entre dos pisos adyacentes, equivale al coeficiente de rigidez  $K$ , el cual está en función de las condiciones de apoyo.

- Para una columna con dos extremos fijos sin posible rotación.

$$K = \frac{12EI}{L^3} \quad (3.1)$$

- Para una columna con un extremo fijo y el otro articulado.

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad (3.2)$$

Para la cual la matriz de rigidez está dada por:

$$k = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \dots \end{bmatrix}$$

El coeficiente de flexibilidad se define como las deformaciones producidas por una fuerza unitaria aplicada a una de las coordenadas y su matriz esta dada por:

$$f = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \dots \end{bmatrix}$$

El coeficiente de rigidez y flexibilidad están basados en consideraciones estáticas, en los cuales los desplazamientos son producidos por fuerzas estáticas, por lo cual la relación entre las fuerzas estáticas y desplazamientos es:

$$[k][y] = [f]$$

$$[f][F] = [y]$$

Es decir, la matriz de rigidez  $[k]$  y la matriz de flexibilidad  $[f]$  son matrices inversas:

$$[k] = [f]^{-1}$$

o

$$[f] = [k]^{-1}$$

Teniendo este principio, lo que se busca es que mediante la inversa de la matriz de rigidez se determine la matriz de flexibilidad, la cual al ser multiplicada por la fuerza de viento presentada da como resultado los desplazamientos generados.

$$[y] = [F][k]^{-1}$$

### 3.3.1 Fuerza de viento.

El cálculo de las presiones de viento se realizaron tomando en cuenta las condiciones y corrientes de aire registradas el 13 de mayo de 2007 por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM) las cuales arrojaron una velocidad de viento de 57,6 km/h [Carrascal Jiménez and Cifuentes Tarquino, 2016]. Con base en esto se realiza el análisis de la presión siguiendo los parámetros establecidos por la NSR-98.

- Coeficientes de velocidad de viento:
  - Coeficiente de topografía, S1: 1

- Coeficiente de rugosidad del terreno, S2: 1,17
  - Coeficiente de seguridad, S3: 1
  - Coeficiente de la densidad del aire, S4: 1
- Velocidad de viento de diseño B.6.4-2:

$$V_s = V * S1 * S2 * S3$$

$$V_s = 57,6 * 1 * 1,17 * 1$$

$$V_s = 69,4 \text{ km/h}$$

- Presión dinámica B.6.4-4:

$$q = 0,00048 * V_s^2 * S4$$

$$q = 0,00048 * (69,4)^2 * 1$$

$$q = 0,22 \text{ kN/m}^2$$

- Coeficiente de presión,  $C_p$ : 1,2

$$p = q * C_p$$

$$p = 0,22 * 1,2$$

$$p = 0,26 \text{ kN/m}^2$$

Una vez obtenida esta presión, se multiplica por el área normal a la que está sometido el edificio en función de la figura 3.3 en la que se presenta la planta de ejes de columnas y riostras, el producto se aplica a cada piso para obtener así la fuerza de viento que actúa por cada planta.

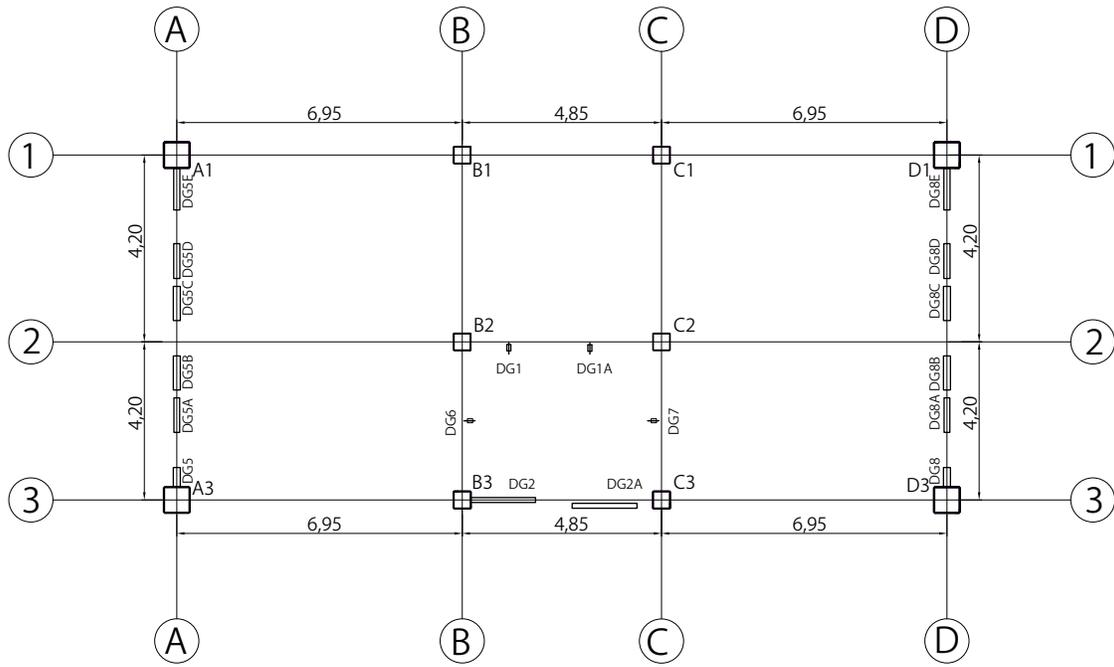


Figura 3.3: Planta ejes de columnas y diagonales.

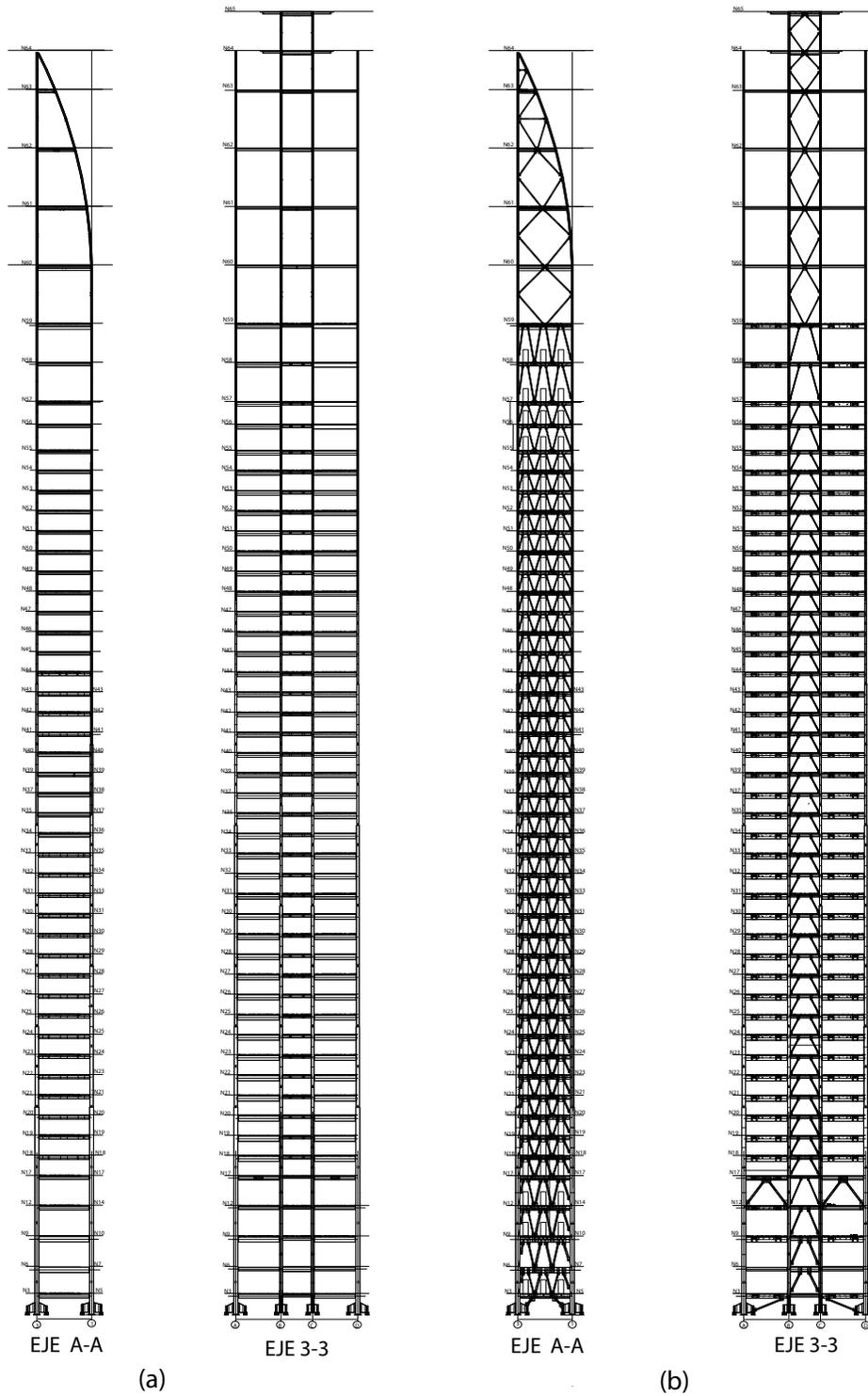


Figura 3.4: Pórticos analizados en sentido X (Eje 3-3) y en sentido Y (Eje A-A). (a) Sin riostras. (b) Con riostras.

Se presenta la Tabla 3.1, donde se muestra las presiones de viento actuantes por cada planta y en ambos ejes para la edificación, tanto para la condición de construcción (sin diagonales o riostras) como para la condición de diseño (arriostrada), variando en este último el área neta que afecta el viento y por ende la fuerza.

<i>Fuerzas por piso sin diagonales</i>				<i>Fuerzas por piso con diagonales</i>			
Portico X		Pórtico Y		Portico X		Pórtico Y	
Nivel	Fx (kN)	Nivel	Fy (kN)	Nivel	Fx (kN)	Nivel	Fy (kN)
3	2,34	3	4,56	3	2,73	3	4,97
6	3,12	6	4,81	6	3,95	6	4,79
9	3,29	9	6,02	9	3,53	9	6,09
12	2,86	12	5,48	12	2,95	12	5,36
17	2,61	17	4,69	17	2,61	17	5,12
18	2,10	18	4,96	18	1,50	18	4,41
19	2,10	19	4,94	19	2,06	19	4,94
20	2,10	20	4,84	20	2,10	20	4,84
21	2,10	21	4,86	21	2,10	21	4,86
22	2,10	22	4,74	22	2,12	22	4,74
23	2,10	23	4,50	23	2,10	23	4,50
24	2,10	24	4,56	24	2,10	24	4,56
25	2,10	25	4,41	25	2,10	25	4,41
26	2,10	26	4,42	26	2,10	26	4,42
27	2,10	27	4,42	27	2,10	27	4,42
28	2,10	28	4,41	28	2,08	28	4,41
29	2,10	29	4,41	29	2,08	29	4,41
30	2,10	30	4,41	30	1,82	30	4,41
31	2,10	31	4,41	31	2,10	31	4,41
32	2,10	32	4,41	32	2,10	32	4,41
33	2,10	33	4,41	33	2,10	33	4,41
34	2,10	34	4,41	34	2,10	34	4,38
35	2,10	35	4,41	35	2,10	35	4,41
37	1,81	37	4,41	37	1,81	37	4,41
39	1,81	39	4,41	39	1,81	39	4,41
40	1,81	40	4,41	40	1,81	40	4,41

41	1,81	41	4,41	41	2,00	41	4,41
42	1,81	42	4,41	42	1,81	42	4,42
43	1,81	43	4,41	43	1,81	43	4,41
44	1,81	44	4,41	44	1,80	44	4,42
45	1,81	45	4,41	45	1,80	45	4,41
46	1,81	46	4,41	46	1,78	46	4,41
47	1,81	47	4,41	47	1,76	47	4,40
48	1,81	48	4,41	48	1,77	48	4,41
49	1,81	49	4,41	49	1,81	49	4,41
50	1,81	50	4,41	50	1,80	50	4,41
51	1,81	51	4,41	51	1,81	51	4,41
52	1,81	52	4,41	52	1,79	52	4,38
53	1,81	53	4,41	53	1,81	53	4,41
54	1,81	54	4,41	54	1,81	54	4,41
55	1,81	55	4,41	55	1,94	55	4,41
56	1,42	56	3,70	56	1,33	56	3,74
57	1,35	57	3,59	57	1,91	57	3,57
58	1,68	58	4,24	58	1,68	58	4,36
59	1,74	59	4,24	59	1,40	59	4,24
60	2,18	60	3,91	60	2,17	60	4,16
61	2,22	61	3,91	61	2,20	61	3,91
62	1,88	62	3,97	62	1,65	62	3,97
63	1,56	63	3,96	63	1,04	63	3,96
64	0,81	64	3,96	64	0,81	64	3,80
65		65	1,94	65		65	1,94

Tabla 3.1: Presiones de viento por planta en los pórticos X y Y. Elaboración propia.

Para la determinación de la matriz de rigidez se debe primero calcular la rigidez lateral de cada una de las plantas, para lo cual se tomó las dimensiones de las columnas que conforman el pórtico en cada nivel teniendo en cuenta sus propiedades, se realiza el cálculo de la inercia utilizando la condición de apoyo de dos extremos fijos, cabe resaltar que el módulo de elasticidad  $EI$  se calculó de acuerdo a los parámetros expresados por

[Coriat, 2012] en su metodología para el diseño de columnas mixtas, ya que la estructura cuenta con columnas de sección compuesta con núcleo en concreto recubierto en acero. En la tabla 3.2 se puede observar el procedimiento realizado para la determinación de la rigidez del pórtico en sentido x para la planta 3:

Propiedad	Fórmula	Valor
<b>H</b> (m)	*	2,84
<b>f'c</b> (MPa)	*	34,4738
<b>Ec</b> (kPa)	$(4700 * \sqrt{f'c}) * 10^3$	27595764,93
<b>Es</b> (kPa)	$200 * 10^6$	200000000
<b>Esr</b> (kPa)	$200 * 10^6$	200000000
<b>Bd</b>	*	0,6
<b>Longitud</b> (m)	*	0,6
<b>tw</b> (m)	*	0,025
<b>Área</b> (m <sup>2</sup> )	$B * L$	0,36
<b>øvarillas</b> (m)	*	0,025
<b>Avarilla</b> (m <sup>2</sup> )	$\pi * \frac{\theta^2}{4}$	0,0004909
<b>N°varillas</b>	*	16
<b>d</b> (m)	$\frac{L}{2} - \frac{\theta}{2}$	0,2875
<b>Ig</b> (m <sup>4</sup> )	$\frac{(B+2*Tw)*(L+2*Tw)^3}{12}$	0,0149
<b>I<sub>sx</sub></b> (m <sup>4</sup> )	$Ig - \frac{B*L^3}{12}$	0,0041
<b>I<sub>srx</sub></b> (m <sup>4</sup> )	$\frac{\pi*(\frac{\theta}{2})^4}{4} + 7 * A.var * d^2$	0,0003
<b>EI</b> (kN * m <sup>2</sup> )	$\frac{Ec*Ig}{1+Bd} + Es * I_{sx} + Esr * I_{srx}$	923223,9822
<b>V</b> (m <sup>3</sup> )	H*A	1,0224
<b>K</b> (kN/m)	$\frac{12*EI}{H^3}$	483652,3512

Tabla 3.2: Propiedades de las columnas del eje A3-D3 de la planta 3. Elaboración propia

Una vez obtenida la rigidez en cada planta se procede a ensamblar la matriz de rigidez según el procedimiento de [Paz, 2010], que para el caso tendría una dimensión de 51\*51, por medio de excel se obtiene la matriz inversa a esta, la cual se multiplica por las fuerzas de viento determinadas en la tabla 3.1 de esta manera se obtienen los desplazamientos en el estado sin riostras en los dos pórticos.

Para analizar el estado de rigidez y desplazamientos para los dos pórticos en la edificación empleándose los arriostramientos se elaboró una tabla con las propiedades de las diagonales en cada piso (área, longitud, ángulo) y que mediante la siguiente fórmula se determina la rigidez que estas riostras aportan:

$$K = (E * A/L) * (COS(\theta))^2$$

Si en el piso analizado se encuentra más de una diagonal, la rigidez de las diagonales en el piso es igual a la suma de las rigideces de cada una de las diagonales que la contengan, de esta manera la Tabla 3.3 muestra la rigidez que aporta las diagonales en cada piso:

<b>Nivel</b>	<b>Kpiso (kN/m)</b>
3	1656,6
6	855,3
9	633,9
12	344,4
17	2699,2
18	787,8
19	784,7
20, 21	769,7
22, 23	762,6
24 - 51	488,1
52 - 54	247,9
55, 56	157,9
57	230,5
58, 59	51,1
60, 61	525,4
62, 63	1010,1
64, 65	1197,2

Tabla 3.3: Rigidez de riostras. Elaboración propia

Estos valores se adicionan a la rigidez calculada anteriormente y se realiza el mismo procedimiento para calcular los desplazamientos, la tabla 3.4 muestra un resumen de los desplazamientos para las dos condiciones en el pórtico X, mientras la tabla 3.5 muestra los desplazamientos en el pórtico Y:

Nivel	<i>Pórtico X</i>			
	Sin diagonales		Con diagonales	
	Fx (kN)	Desp. (m)	Fx (kN)	Desp. (m)
3	2,34	0,00	2,73	0,00
6	3,12	0,01	3,95	0,01
9	3,29	0,01	3,53	0,01
12	2,86	0,02	2,95	0,02
17	2,61	0,02	2,61	0,02
18	2,10	0,03	1,50	0,03
19	2,10	0,03	2,06	0,03
20	2,10	0,03	2,10	0,03
21	2,10	0,04	2,10	0,04
22	2,10	0,04	2,12	0,04
23	2,10	0,04	2,10	0,04
24	2,10	0,05	2,10	0,05
25	2,10	0,05	2,10	0,05
26	2,10	0,06	2,10	0,06
27	2,10	0,07	2,10	0,07
28	2,10	0,07	2,08	0,07
29	2,10	0,08	2,08	0,08
30	2,10	0,08	1,82	0,08
31	2,10	0,09	2,10	0,09
32	2,10	0,10	2,10	0,10
33	2,10	0,11	2,10	0,11
34	2,10	0,11	2,10	0,11
35	2,10	0,13	2,10	0,13
37	1,81	0,15	1,81	0,15
39	1,81	0,17	1,81	0,17
40	1,81	0,19	1,81	0,19
41	1,81	0,21	2,00	0,21
42	1,81	0,23	1,81	0,23
43	1,81	0,24	1,81	0,24
44	1,81	0,27	1,80	0,27

45	1,81	0,30	1,80	0,30
46	1,81	0,33	1,78	0,33
47	1,81	0,35	1,76	0,35
48	1,81	0,37	1,77	0,37
49	1,81	0,40	1,81	0,40
50	1,81	0,42	1,80	0,42
51	1,81	0,44	1,81	0,44
52	1,81	0,46	1,79	0,46
53	1,81	0,48	1,81	0,47
54	1,81	0,49	1,81	0,49
55	1,81	0,51	1,94	0,51
56	1,42	0,54	1,33	0,54
57	1,35	0,55	1,91	0,55
58	1,68	0,63	1,68	0,63
59	1,74	0,70	1,40	0,70
60	2,18	0,98	2,17	0,87
61	2,22	1,21	2,20	1,01
62	1,88	1,38	1,65	1,09
63	1,56	1,49	1,04	1,15
64	0,81	1,51	0,81	1,16
65	0,00	1,51	0,00	1,16

Tabla 3.4: Desplazamientos ocasionados en la edificación para el pórtico en el sentido X, con riostras y sin riostras.

Nivel	<i>Pórtico Y</i>			
	Sin diagonales		Con diagonales	
	Fy (kN)	Desp (m)	Fy (kN)	Desp (m)
3	4,56	0,00	4,97	0,00
6	4,81	0,01	4,79	0,01
9	6,02	0,02	6,09	0,02
12	5,48	0,03	5,36	0,03
17	4,69	0,04	5,12	0,04

18	4,96	0,04	4,41	0,04
19	4,94	0,04	4,94	0,04
20	4,84	0,05	4,84	0,05
21	4,86	0,05	4,86	0,05
22	4,74	0,06	4,74	0,06
23	4,50	0,07	4,50	0,07
24	4,56	0,07	4,56	0,07
25	4,41	0,08	4,41	0,08
26	4,42	0,10	4,42	0,10
27	4,42	0,11	4,42	0,11
28	4,41	0,12	4,41	0,12
29	4,41	0,13	4,41	0,13
30	4,41	0,14	4,41	0,14
31	4,41	0,16	4,41	0,15
32	4,41	0,17	4,41	0,17
33	4,41	0,18	4,41	0,18
34	4,41	0,19	4,38	0,19
35	4,41	0,23	4,41	0,22
37	4,41	0,26	4,41	0,26
39	4,41	0,29	4,41	0,29
40	4,41	0,33	4,41	0,33
41	4,41	0,37	4,41	0,36
42	4,41	0,41	4,42	0,40
43	4,41	0,44	4,41	0,43
44	4,41	0,51	4,42	0,49
45	4,41	0,57	4,41	0,55
46	4,41	0,64	4,41	0,61
47	4,41	0,70	4,40	0,66
48	4,41	0,75	4,41	0,72
49	4,41	0,81	4,41	0,77
50	4,41	0,86	4,41	0,82
51	4,41	0,91	4,41	0,86
52	4,41	0,95	4,38	0,90

53	4,41	1,00	4,41	0,95
54	4,41	1,04	4,41	0,98
55	4,41	1,08	4,41	1,02
56	3,70	1,15	3,74	1,09
57	3,59	1,20	3,57	1,13
58	4,24	1,40	4,36	1,32
59	4,24	1,58	4,24	1,49
60	3,91	2,33	4,16	1,67
61	3,91	2,96	3,91	1,82
62	3,97	3,48	3,97	1,97
63	3,96	3,86	3,96	2,10
64	3,96	3,94	3,80	2,14
65	1,94	3,98	1,94	2,18

Tabla 3.5: Desplazamientos ocasionados en la edificación para el pórtico en sentido Y, con riostras y sin riostras.

La tabla muestra una diferencia en la rigidez de la edificación cuando se emplean las riostras en el eje X, disminuyendo cerca de un 30 % en su punto más alto, y en el eje más crítico, Y, una reducción de cerca del 50 % del desplazamiento si estas no se hubieran empleado, justificando así la importancia de haber seguido los parámetros como los planos lo especificaban.

Según [Garza and Orozco, 2009] al momento de ejecutar cualquier estructura de acero es de gran importancia tener en cuenta los estados de construcción, identificar el tipo de conexión, sistema de arriostramiento más conveniente y realizar los cálculos de las derivas para precisar la correcta ejecución de la obra; si se hubiese seguido las especificaciones de construcción de los planos como estaba indicado, es decir, implementando las riostras y nudos rígidos, la deriva máxima sería del 0.02 %, 38 veces más reducida que en el caso ocurrido, de 0.76 %. Además, se debe considerar que el sistema no contaba con las losas diseñadas en el momento del acontecimiento, lo que provocaba una ausencia de diafragmas que ocasionó que cada pórtico actuara como una estructura independiente. Como consecuencia, las cargas no se transmitían

correctamente, por lo tanto, si se hubiese ejecutado, el peso propio de la losa habría sido favorable para contrarrestar las fuerzas de empuje generadas por el viento.

Cabe resaltar que a pesar que la fuerza de viento que ocasionó la falla era menor al 30 % de la diseñada, el área expuesta era mucho menor al área final y la carga parcial de menos del 10 % de la carga final [Ramírez Cardona, 2020]. Agregando a lo anterior, se debe tener en cuenta que la estructura presentaba una esbeltez elevada debido a su altura, condición que compromete su estabilidad y capacidad mediante la presencia de sobreesfuerzos. Esto sumado a la corrosión que presentaba, debido al ambiente agresivo por su cercanía al mar, debilitaba y reducía la sección transversal de los elementos afectando sus propiedades y por consiguiente, la resistencia de diseño esperada.

Pese a la presencia de estos factores adicionales, como se mencionó anteriormente, la fuerza de viento era el factor determinante en el proceso de diseño y construcción, por lo cual, era imprescindible la instalación de riostras durante el proceso de ejecución para su rigidización.

Según [Carrascal Jiménez and Cifuentes Tarquino, 2016] si se hubiese controlado todos los aspectos mencionados, en especial el arriostramiento, considerando todas las solicitudes del proceso constructivo, el edificio la Escollera se habría culminado en condiciones óptimas para su uso y cumpliendo su objetivo de ser la torre en estructura metálica más alta del país. La Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de Bolívar (Siab) determinó que el desmonte de la estructura era la mejor opción, por lo que durante 20 días se le realizaron labores de estabilización para proceder finalmente con su desmonte nivel por nivel.

### **3.4 Análisis de resultados**

1. La edificación falló por un error constructivo al no contar con todos los elementos diseñados para resistir las cargas. La no implementación de la riostras y losas a medida que se iban alzando los pisos generó una falta de rigidez en la estructura, que presentaba mayor esbeltez a medida que ganaba altura.
2. El tipo de conexión utilizada en las vigas provocó un comportamiento de menor restricción a la rotación, disminución en la transferencia de momentos y deficiencia

en la distribución de las cargas, la cual, para su diseño se contemplaba con una mayor rigidez, por eso es de gran importancia el seguimiento al análisis de los estados de construcción en todas las etapas, verificando que todo se ejecute de acuerdo a los diseños realizados.

3. Durante el proceso constructivo no se tuvo presente el ambiente de desarrollo del proyecto. Al ser una zona costera, el diseño debe estar enfocado en resistir las fuerzas de viento y realizarse un análisis de derivas. Es importante analizar todos los factores externos que inciden en un proyecto y que la ejecución sea concordante a lo que se dispone en el diseño de tal manera que no se afecte la integridad de la estructura.

## 4. Puente Chirajara

### 4.1 Descripción de la estructura

El puente atirantado Chirajara formaba parte de un conjunto de 46 puentes que constituyen la construcción de la doble calzada de la autopista al Llano. La zona de Chirajara se encuentra ubicada en el kilómetro 64 de la vía y es una de las más importantes de la autopista, siendo atravesada parcialmente por un viaducto construido en los años 90, el cual permite evitar el antiguo paso por la zona de la ruta de la Virgen de Chirajara. Su construcción dió inicio en marzo de 2014 contando con las siguientes características presentadas en la tabla 4.1.

Ítem	Característica	Valor	Unidad
Viaducto	Luz total	446,3	m
	Luces externas	87,65	m
	luz central	283,3	m
Cimentación	Cantidad de pilotes en cada estribo	4	und
	Diámetro pilotes de apoyos laterales	3	m
	Profundidad pilotes de apoyos laterales	20	m
	Profundidad monocaisson torre B	34,45	m
	Profundidad monocaisson torre C	41,52	m
	Diámetro monocaissons	8	m
Tirantes	Torres en forma de diamante	2	und
	Tirantes a la luz central	15	pares
	Tirantes hacia los estribos	11	pares
Ancho del puente	Número de carriles	2	und
	Ancho de carril	3,65	m
	Ancho de berma	0,5	m
	Ancho de anden	1,35	m
	Espacio para tirantes y mantenimiento	1	m

Tabla 4.1: Principales características puente Chirajara. Elaboración propia.

La estructura del Chirajara inició el 22 de enero de 2010, bajo el consorcio

Coviandes conformado por las firmas Epiandes S.A, Abertis Infraestructura, Corporación Financiera Colombiana, Concecol Ltda, y Rendifin S.A, el cual ganó la licitación para adelantar el trabajo. Esta estructura fue diseñada como un puente atirantado a 286 metros de altura con una extensión de 446,3 metros. El puente constaba de dos pilas en forma de diamante que son las bases de toda la estructura y sostienen la doble calzada con 15 pares de cables para sostener el tablero de la luz entre apoyos [Marín et al., 2019], tal como lo muestra la figura 4.1.

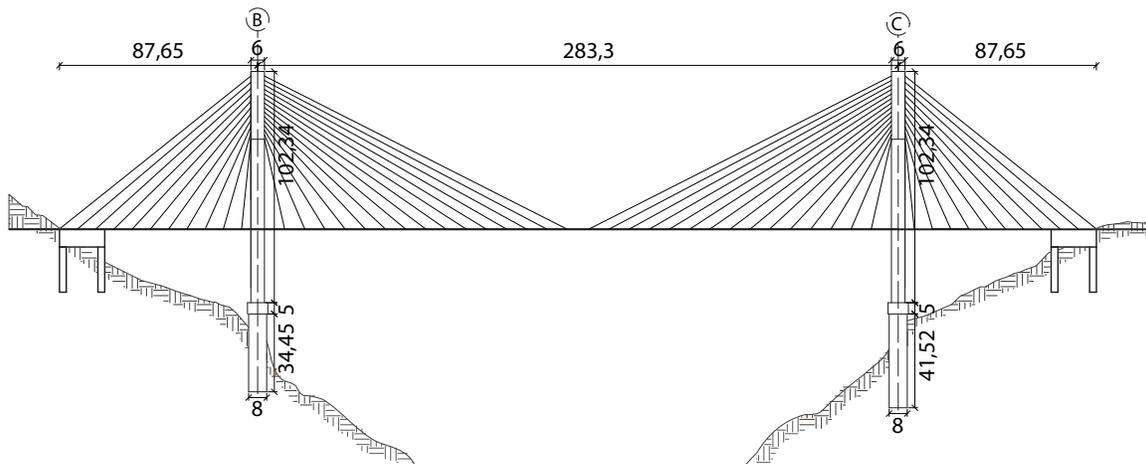


Figura 4.1: Perfil puente Chirajara. Elaboracion Propia.

## 4.2 Causa de falla

El 15 de enero de 2018 cerca del medio día, mientras se realizaban labores de desencofre de la formaleta de la seccion 13, el puente Chirajara colapsó presentando una falla súbita en la pila B y sus dos luces aledañas, dejando como saldo un total de 9 obreros fallecidos y 8 heridos.

Los puentes se conforman de dos partes, una superestructura y una subestructura. En primer lugar se encuentra la superestructura, que se constituye por un tablero, elementos principales tales como vigas, cerchas y los elementos secundarios como diafragmas, sistemas de arriostramiento, entre otros, que reciben las cargas de los vehículos y mediante un sistema las transfiere a la subestructura, encargada de transmitir estos esfuerzos al suelo mediante los apoyos y pilas.

Las pilas que conforman este tipo de puentes se pueden presentar en distintas formas geométricas, tal como lo expone [Alcántar Sánchez et al., 2015], las del tipo H, se constituyen mediante dos pilas verticales o ligeramente inclinadas, unidas mediante vigas o travesaños. Por otro lado, se encuentran las pilas tipo A, en la cual los tirantes se encuentran en un plano inclinado. Estas torres en particular fueron diseñadas como tipo diamante, es decir, tipo A cerrada bajo el tablero y constaba de los siguientes componentes.

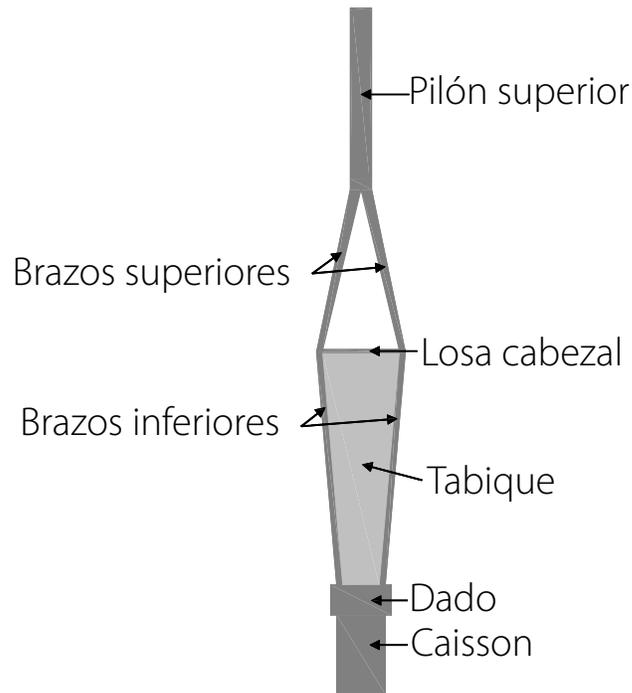


Figura 4.2: Componentes de las pilas del puente Chirajara. Elaboración propia.

En un primer informe desarrollado por la empresa Mexicana Mexpresa [MexpresaS.A.S, 2018] se dió a conocer las posibles causas de falla en este tipo de estructura, entre las cuales se encontraban: a) la falla por capacidad, b) la falla del suelo y c) falla en los tirantes. Las dos últimas opciones fueron descartadas al verificarse que la cimentación no sufrió daños debido al colapso de la torre; en cuanto a la falla de los tirantes, se comprobó mediante la grabación de una cámara de seguridad de la zona que estos no se desprendieron de la losa sino que perdieron tensión y descendieron en conjunto con el tablero.

Modjeski and Masters (M & M) fue la firma encargada de realizar la investigación final de la causa de falla del colapso. En su reporte se concluye que la falla se debió a un error en el diseño del tabique, puesto que la capacidad suministrada en la parte superior de este y en la losa cabezal era insuficiente para resistir las fuerzas generadas en los brazos de la torre [Murphy et al., 2018].

El sistema estructural del puente constaba de un tablero que trabaja a flexocompresión, unos tirantes que mediante fuerzas de tensión soportan el tablero y transmiten la carga a un pilón, que a su vez las transfiere hasta la fundación [Duque, 2004]. La figura 4.3 presenta un corte longitudinal y transversal de la pila colapsada. En el corte transversal se aprecia el diagrama de cuerpo libre de la estructura.

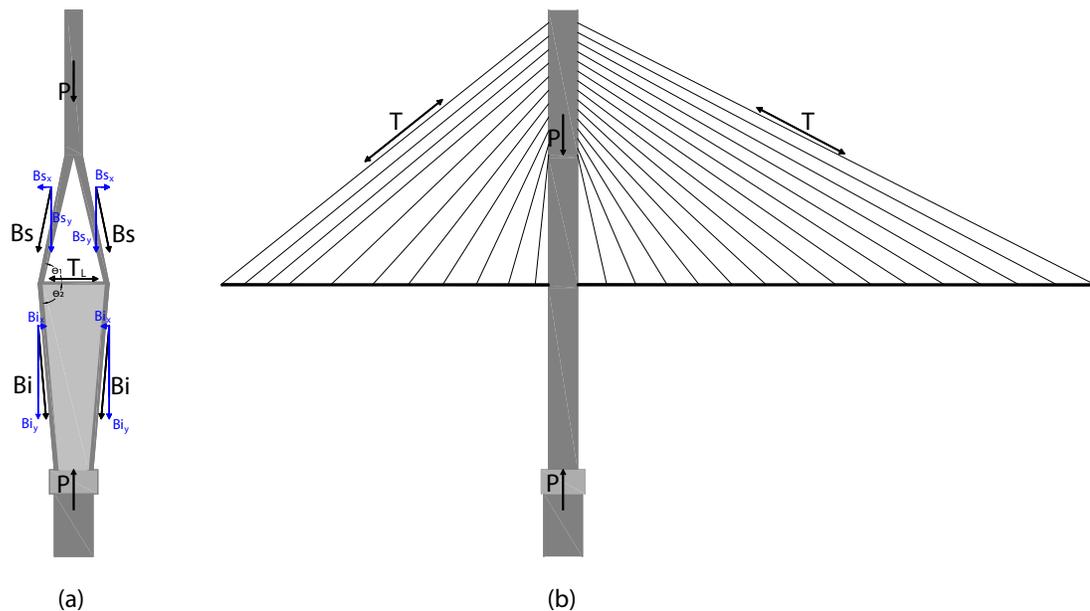


Figura 4.3: Fuerzas actuantes en la pila (a) Sección transversal. (b) Sección longitudinal. Elaboración propia.

Los brazos de la torre trabajan a compresión y los elementos encargados de conectarlos, como lo son la losa cabezal y el tabique, se encuentran a tensión para resistir las fuerzas generadas por el cambio de dirección de los brazos.

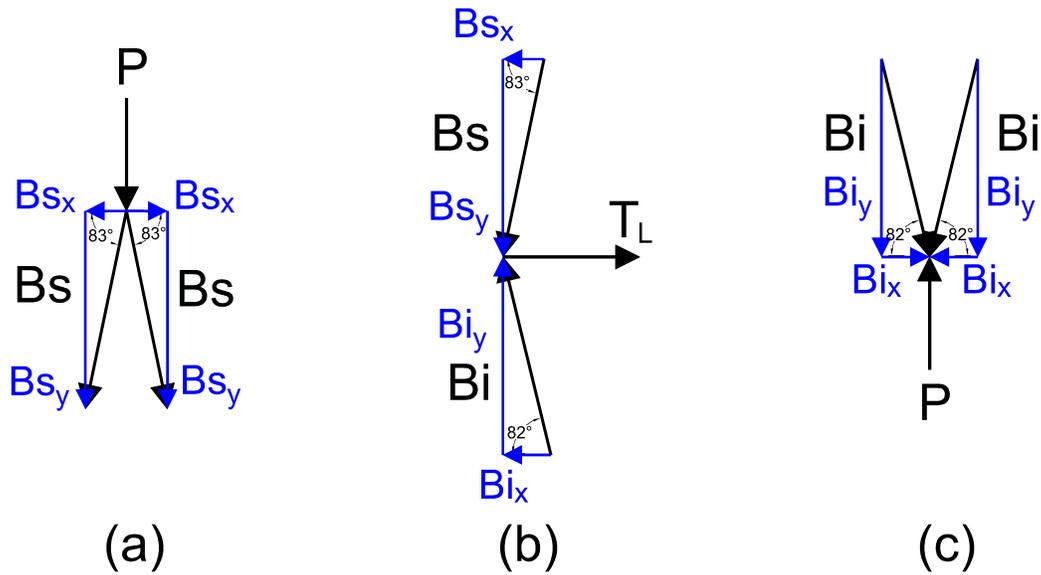


Figura 4.4: Digramas de cuerpo libre de la pila B. (a) Junta pilón superior y brazos superiores. (b) Junta brazos y losa cabezal. (c) Junta brazos inferiores y dado. Elaboración propia.

Según el análisis realizado en la pila B por M & M, se determinó que la fuerza axial del pilón era de 34296 kN, de los cuales 12010 kN correspondían a la carga muerta del pilón y 22286 kN provenían de los tirantes [Murphy et al., 2018]. Teniendo este precedente, se determinan las fuerzas actuantes en los elementos de la pila.

Para el diagrama (a):

$$\begin{aligned} \sum F_Y &= 0 \\ -P - B_S * \sin 83^\circ - B_S * \sin 83^\circ &= 0 \\ P &= -2B_S * \sin 83^\circ \\ B_S &= \frac{P}{-2 * \sin 83^\circ} \\ B_S &= \frac{34296}{-2 * \sin 83^\circ} \\ B_S &= -17276,77 \text{ kN}(C) \end{aligned}$$

Para el diagrama (b):

$$\begin{aligned}\sum F_x &= 0 \\ T - B_S * \cos 83^\circ - B_I * \cos 82^\circ &= 0 \\ T &= B_S * \cos 83^\circ + B_I * \cos 82^\circ \\ T &= (17276.77) * \cos 83^\circ + B_I * \cos 82^\circ \\ T &= 2105.5 + B_I * \cos 82^\circ \\ T_L &= 4515,5kN(T) \\ \sum F_y &= 0 \\ -B_S * \sin 83^\circ + B_I * \sin 82^\circ &= 0 \\ B_I &= \frac{B_S * \sin 83^\circ}{\sin 82^\circ} \\ B_I &= \frac{B * 17276.77 * \sin 83^\circ}{\sin 82^\circ} \\ B_I &= 17316,51kN(C)\end{aligned}$$

Para el diagrama (c):

$$\begin{aligned}\sum F_y &= 0 \\ P - 2 * (B_I * \sin 82^\circ) &= 0 \\ P &= 2 * (17316,51 * \sin 82^\circ) \\ P &= 34296kN\end{aligned}$$

La losa cabezal tenía dimensiones de 17,62m de largo, 6m de ancho y un espesor de 0,6m. Se encontraba reforzada por 14 cables de 8 torones N°15 en el sentido longitudinal y 12 cables de 1 torón de la misma designación en el sentido transversal fabricados en acero de baja relación grado 270.

$$P_n = A_{ps} * f_{pu} \quad (4.1)$$

Donde:

$P_n$  = Resistencia nominal de los torones.

$A_{ps}$  = Área de los torones.

$f_{pu}$  = Resistencia máxima del torón.

El refuerzo que conecta los brazos mediante la losa cabezal corresponde al ubicado en sentido transversal, por lo tanto, para 12 torones de  $\varnothing 15\text{mm}$  y área transversal de  $140\text{ mm}^2$  y resistencia de  $1860\text{ MPa}$ , se tiene

$$A_{ps} = 12 * 140\text{mm}^2$$

$$A_{ps} = 1680\text{mm}^2$$

$$f_{pu} = 1860\text{MPa}$$

$$P_n = 1680\text{mm}^2 * 1860\text{MPa}$$

$$P_n = 3124,8\text{kN}$$

Con un factor de reducción de 0,9

$$P_r = \phi * P_n$$

$$P_r = 0,9 * 3124,8\text{MPa}$$

$$P_r = 2812\text{kN}$$

Después de determinar la capacidad de la losa cabezal, se identifica la insuficiencia de este elemento para soportar las fuerzas de tensión de  $4515\text{ kN}$  generadas por los brazos de la pila, ya que los  $2812\text{ kN}$  de resistencia nominal de los torones de la losa cabezal solo representaban el  $62\%$  de la fuerza que debía resistir. En consecuencia de ello se justifica la falla estructural presentada mediante la separación del brazo inferior de la losa cabezal y el tabique.

En la práctica común en el diseño de puentes atirantados con pilas en forma de diamante, los elementos tensores como la losa cabezal son los encargados de soportar las fuerzas de tensión producidas por los brazos de la pila.

Según [Murphy et al., 2018], la suposición de que el acero transversal de refuerzo a lo largo de la altura del tabique trabajaría conjuntamente con la losa para resistir

la carga aplicada fue errónea. Por tal razón, la losa cabezal, elemento que resistiría la mayor parte de dicha fuerza, no contaba con la capacidad a tensión suficiente.

Más tarde, se realizaron estudios para conocer el estado de la pila C, donde se concluyó que se encontraba en un estado inicial de colapso, ya que al ser idéntica que la pila B, se esperaba una falla de igual magnitud. En ese sentido, Coviandes evaluó demoler el tramo de la estructura que quedó en pie por motivos de seguridad, esta llevándose a cabo finalmente en julio de 2018.

### **4.3 Análisis de resultados**

1. Se determinó que la capacidad de la losa cabezal fue insuficiente para resistir las tensiones generadas por los brazos de la pila. La equivocada suposición del trabajo conjunto del refuerzo del tabique y la losa cabezal motivó un diseño menos conservador en la losa, que sería el elemento principal de resistencia.
2. Mediante el diagrama de cuerpo libre de la estructura se evidenció que los brazos superiores e inferiores trabajaban a compresión y debido a la inclinación que presentaban, la tendencia de estos es abrirse a los lados, por lo que la losa debía resistir la tensión de los cuatro elementos.
3. Después del colapso, en los primeros análisis se descartó la opción de falla por cimentación, ya que el cabezal se encontraba en buenas condiciones. En ese sentido, se procedió a realizar un análisis por capacidad, donde se determinó que en las labores de reconstrucción de la estructura la cimentación usada podía ser eficaz siempre y cuando fuera sometida a esfuerzos similares.

## 5. Puente Morandi.

### 5.1 Descripción de la estructura.

El puente Morandi, o también conocido como el viaducto sobre el Polcevera, fue una importante obra de la ingeniería en Italia, diseñado por Riccardo Morandi. Esta estructura representaba una de las primeras generaciones de puentes suspendidos en cables y hacía parte de la autopista A10 sobre el río Polcevera, ubicado en Génova entre los distritos de Sampierdarena y Cornigliano, Italia. Su construcción se ejecutó entre 1963 y 1967, inaugurándose el 4 de septiembre de este último año. Según lo expuesto por [Morandi, 1967], el viaducto principal se componía de 11 luces unidas por un sistema de caballete para las luces menores y de un sistema compensado para las luces mayores como se observa en figura 5.1 y la tabla 5.1.

<b>Elemento</b>	<b>Luz entre elementos (m)</b>	<b>Diámetro pilotes (m)</b>	<b>Cantidad de pilotes</b>	<b>Profundidad (m)</b>
Estribo 1		0,6	30	22
Pila 2	43	1,0	30	22
Pila 3	73,2	1,2	16	24
Pila 4	73,2	1,1	16	44
Pila 5	73,2	1,1	16	48
Pila 6	73,2	1,1	16	46
Pila 7	73,2	1,1	16	43
Pila 8	75,31	1,1	16	47
Pila 9	142,66	1,5	62	43
Pila 10	207,88	1,5	60	30
Pila 11	202,5	1,5	50	25
Estribo 12	65,1	1,1	32	26

Tabla 5.1: Características viaducto principal puente Morandi. Elaboración propia.

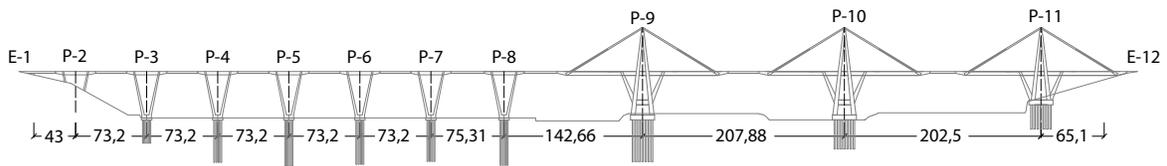


Figura 5.1: Viaducto principal puente Morandi. Elaboración Propia.

Durante sus 51 años de funcionamiento, el puente fue sometido a distintas intervenciones de mantenimiento debido al aumento de las cargas de tráfico con el pasar de los años y el desgaste normal de uso de la obra. En 1979, mediante un artículo denominado "El comportamiento a largo plazo de los viaductos sometidos a tráfico pesado y situados en un entorno agresivo: el viaducto del Polcevera en Génova"[Morandi, 1979], a más de 10 años de funcionamiento del puente, Ricardo Morandi realiza una evaluación de esta obra, exponiendo el ambiente agresivo en el que se encuentra debido a los vientos marinos que llegaban a la estructura y que combinados con el humo proveniente de las acerías circundantes, proporcionaban un ambiente desfavorable y altamente salino que fomentaba la corrosión.

En la década de los 90 el puente presentó señales de deterioro como consecuencia de ataques químicos y físicos a los materiales [Villani, 2019]. Teniendo este precedente, la estructura fue sometida a reparaciones en algunos de los sistemas equilibrados del viaducto principal. La primera de estas en 1992 se enfocó en los tirantes de la torre 11, donde se observó un vacío en el concreto que recubría uno de los tirantes al inicio de su conexión con la antena y que fomentaba la corrosión en el refuerzo; tomándose la decisión de trasladar las cargas de los tirantes a unos cables exteriores en los cuatro tirantes de la pila [Iori, 2018]. Por otro lado, las intervenciones en la pila 10 no se enfocaron en los tirantes, sino en las secciones que se extienden hasta la viga transversal en la parte superior de la torre, mientras que en la pila 9 no se realizó ningún tipo de operación, pues se determinó que el estado de la corrosión en los tirantes de esta se encontraba más reducido [Calvi et al., 2019].

## 5.2 Causa de falla.

El 14 de agosto de 2018, alrededor de las 11:30 hora local, en medio de una fuerte tormenta, colapsó una sección de 210m del puente sobre el río Polcevera, ocasionando la muerte de 43 personas. Una vez realizada la recolección de datos y el peritaje del colapso, se determinó que la causa del derrumbe del viaducto la ocasionó la rotura de uno de los tirantes del apoyo N°9, el cual fue mencionado en el segundo informe como un tirante sometido a fatiga por corrosión.

La corrosión es un proceso electroquímico desarrollado en un medio ambiente húmedo que involucra reacciones de oxidación y reducción, dando como resultado el deterioro del material y la pérdida de sus propiedades [del Valle Moreno et al., 2001]. Entre los principales factores que propician este fenómeno se encuentran el tiempo de humedecimiento y la contaminación atmosférica, ocasionada fundamentalmente por la presencia de cloruros y dióxido de azufre [Pannoni, 2006]. Los cloruros se incorporan al ambiente desde el mar, siendo sus efectos más notorios cerca a la orilla, donde el aire transporta grandes cantidades de sal y produce una continua pulverización de agua, mientras que los sulfatos se encuentran en atmósferas contaminadas por humos industriales [Elsner, 2003].

La combinación de todos estos factores, tal como su ubicación en un ambiente marino (aproximadamente 2,5 km de distancia al mar de Liguria), su cercanía a fábricas de acero y el prolongado tiempo de exposición de la estructura a estos agentes sin ningún tipo de mantenimiento, creó un ambiente propicio para que los cloruros y sulfatos del aire penetraran en los poros del hormigón hasta llegar a las armaduras y corroyeran los tendones de acero.

En el artículo publicado por [Rymsza, 2021] se determinó que la fuerza de compresión en los tendones de acero disminuyó respecto a su fuerza inicial en un 20 % debido a la pérdida de pretensión, las cuales a su vez son causadas por contracción, fluencia del hormigón y la relajación del acero. Esto ocasionó que el cable del tirante diagonal pasara de ser recta a ser más curva y como consecuencia redujo su fuerza de tensión, además esta deformación del cable provocó agrietamientos en la cubierta de concreto, la cual expuso los tendones a la entrada del oxígeno y la humedad atmosférica ocasionando

una corrosión acelerada, especialmente en la zona de la placa de la corona en la parte superior del pilón.

La pila 9 representaba uno de los tres sistemas compensados para las luces mayores en los cuales se apoyaban las vigas de 36 metros. Este sistema se componía de una zapata de cimentación de concreto armado de 24,8 m x 36,4 m, la cual se hallaba soportada por 62 pilotes de 1,5 m de diámetro y 43 m de profundidad; un caballete de concreto armado formado por cuatro elementos arriostrados en H y conectados mediante travesaños; una antena independiente del caballete y armazón, compuesta de cuatro elementos inclinados y unidos entre sí; una estructura de concreto armado pretensado compuesto por dos placas con seis nervaduras apoyada en el caballete, por último, se tienen 4 tirantes de acero pretensado revestidos en concreto, que se conectan a la antena previamente descrita a 90 m de altura y suponen los apoyos más externos del sistema. La figura 5.2 presenta la sección longitudinal y transversal del sistema.

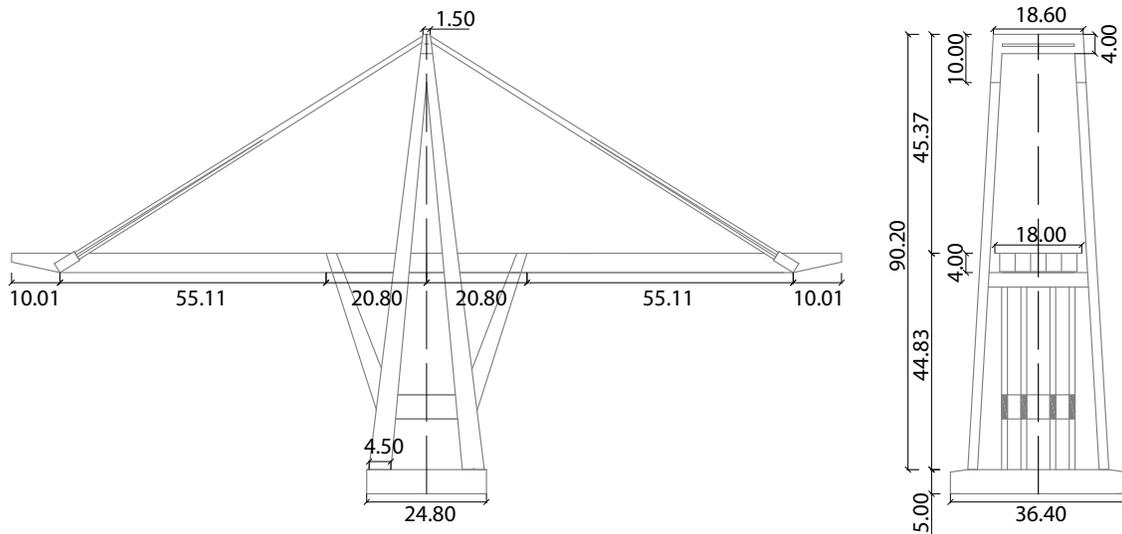


Figura 5.2: Sección transversal y logitudinal de la pila 9. Elaboración propia.

Los tirantes se componían de 24 tendones de acero compuestos por 12 hilos de diámetro 1,27 cm y resistencia 170 kg/mm<sup>2</sup>, rodeados por otros 28 tendones de 4 hilos e igual resistencia, los cuales se encargaban de transmitir las cargas permanentes,

así como las vivas de tráfico del vano suspendido. Adicionalmente, estos tendones se encontraban recubiertos con una vaina de concreto que aseguraba la unión de los hilos, evitaba la torsión en el elemento y contribuía a la protección del acero de agentes externos causantes de la corrosión. La figura 5.3 muestra la distribución del refuerzo en los tirantes.

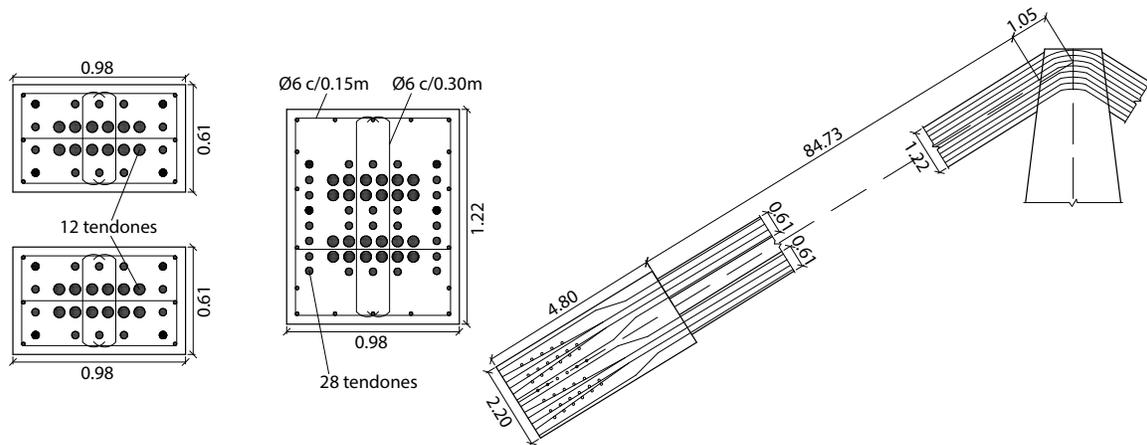


Figura 5.3: Sección transversal y longitudinal de los tirantes. Elaboración propia.

Tendones	Cantidad de hilos	Sección transversal (mm)	Total área (mm <sup>2</sup> )	Tensión (kN)
24	12	126,7	36482,9	60780,6
28	4	126,7	14187,8	23636,9
<b>Total (kN)</b>				<b>84417,47</b>

Tabla 5.2: Resistencia de tirantes puente Morandi

Conocido el primer informe del peritaje, publicado el 1 de agosto de 2019, se estableció la causa de colapso con los porcentajes de reducción de sección del refuerzo ocasionado por la corrosión, determinando que un 19% de los cables de acero se encontraban corroídos en su totalidad, el 22% de estos reducidos en un 75%, un 27% con reducción del 50% y 18% con reducción del 25% [Scarpato, 2021], teniendo solo un 14% del refuerzo sin afectaciones y trabajando con su capacidad completa. Teniendo en cuenta la totalidad de hilos que componían los tirantes y la reducción de la sección transversal de estos según el informe del peritaje, se determina la resistencia del tirante según su diseño y distribución del refuerzo

El cable del tirante del soporte n°9 al momento de romperse fue quien dió inicio al colapso del puente, el cual previamente sufrió una serie de cambios en sus propiedades mecánicas. En primera instancia, se tuvo una pérdida del pretensado que ocasionó una reducción en la fuerza de trabajo del tirante, esto provocó un cambio de la forma del cable pasando de recto a tener una curvatura, trayendo como consecuencia una disminución en la fuerza de compresión y generando tensión en el concreto de la superficie inferior del cable ocasionando que se fisure. Una vez reducida la sección, este dejó de transferir correctamente las fuerzas de tensión y ya presentes las grietas en el concreto, influyó a que los agentes corrosivos actuaran sobre los cordones de los tendones, reduciendo aún más la sección transversal acero-hormigón. Al presentarse la corrosión en dichos tendones y por lo tanto la disminución de su capacidad, se presentó un alargamiento en los cables superando los 20 cm, generando una redistribución de los esfuerzos, aumentando la tensión en los demás cordones y provocando posteriormente su rotura.

Debido a que la razón principal de la falla es la pérdida del pretensado en los tendones por la oxidación de los cables, se presenta un análisis a modo de comparación del comportamiento de la estructura. Se evaluó la pila con sus condiciones iniciales normales y con la reducción de la sección debido a la corrosión, con el fin de identificar de que manera la falta de mantenimiento afecta las estructuras y su capacidad de carga.

Se debe tener en cuenta que para el análisis de la estructura se emplea la norma utilizada para su diseño y construcción, los valores dados por el Eurocódigo [de Normalización, 1998], se utilizan para realizar el avalúo de cargas y determinar la tensión a la cual los tendones estaban sometidos.

#### 1. Avalúo de cargas.

Para calcular la fuerza axial actuante en la pila 9 se realizó un análisis de acciones permanentes tanto de elementos estructurales como no estructurales y de acciones variables como las cargas verticales debido al tráfico. Se tomó como un sistema de cargas uniformemente distribuidas con un peso por metro cuadrado de carril nominal (UDL). La tabla 5.3 muestra un resumen de las cargas actuantes:

Carga muerta				
Elemento	Carga ( $kN/m^3$ )	Sección ( $m^2$ )	Carga lineal ( $kN/m$ )	
Tablero	25	11,513	287,83	
Pavimento	23	1,8	41,4	
Barreras			5	
Viga	25	7,3	182,5	
Carga viva de tráfico				
Calzada	Carril	Carga ( $kN/m^2$ )	Ancho del carril (m)	Carga lineal ( $kN/m$ )
Izquierda	1	9	4	36
Izquierda	2	2,5	4	10
Derecha	1	9	4	36
Derecha	2	2,5	4	10
<b>Total carga de tráfico</b>				<b>92</b>

Tabla 5.3: Avalúo de cargas de servicio pila 9. Elaboración propia.

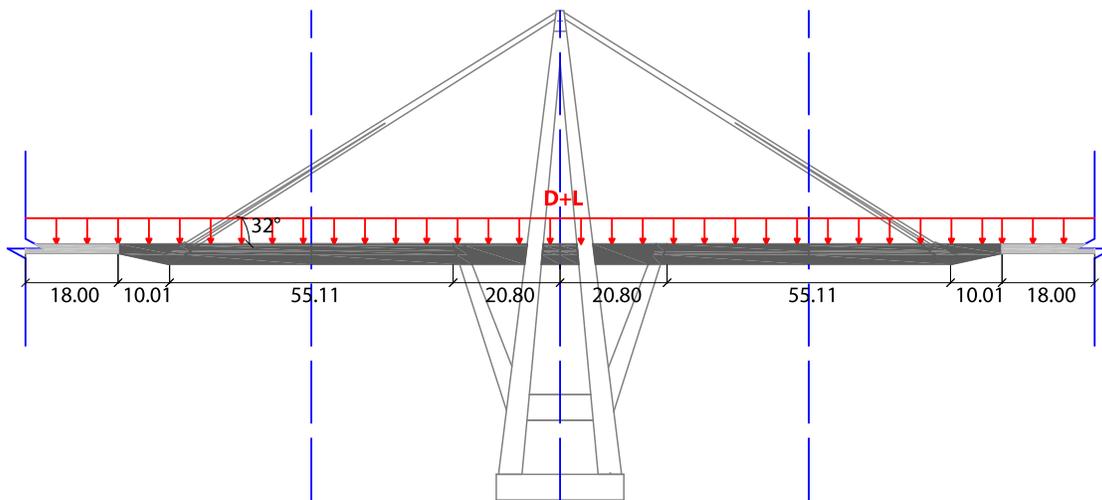


Figura 5.4: Diagrama de fuerzas en la pila 9. Elaboración propia.

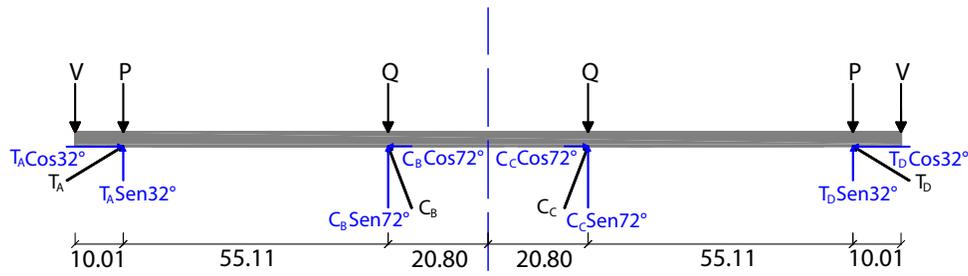


Figura 5.5: Diagrama de cuerpo libre pila 9. Elaboración Propia.

Teniendo en cuenta el diagrama presentado en la figura 5.5, se determinan las cargas de servicio aferentes de cada apoyo y se procede a evaluar la estática del elemento.

**V:**

$$D = (182,5 + 41,4 + 5) \frac{kN}{m} * 18 m$$

$$D = (228,9) \frac{kN}{m} * 18 m$$

$$D = 4120,2 kN$$

$$L = 92 \frac{kN}{m} * 18 m$$

$$L = 1656 kN$$

$$D+L = 5776,2 kN$$

**P:**

$$D = (287,83 + 41,4 + 5) \frac{kN}{m} * 37,565 m$$

$$D = (324,225) \frac{kN}{m} * 37,565 m$$

$$D = 12555,16 kN$$

$$L = 92 \frac{kN}{m} * 37,565 m$$

$$L = 3455,98 kN$$

$$D+L = 16011,14 kN$$

Q:

$$D = (287,83 + 41,4 + 5) \frac{kN}{m} * 48,355 \text{ m}$$

$$D = (334,225) \frac{kN}{m} * 48,355 \text{ m}$$

$$D = 16161,45 \text{ kN}$$

$$L = 92 \frac{kN}{m} * 48,355 \text{ m}$$

$$L = 4448,66 \text{ kN}$$

$$D+L = 20610,11 \text{ kN}$$

Puesto que la pila es un elemento simétrico se realiza la evaluación de la estática tomando la mitad de las fuerzas y apoyos para determinar la carga de tensión que debían soportar los tirantes según el diagrama presentado en la figura 5.6

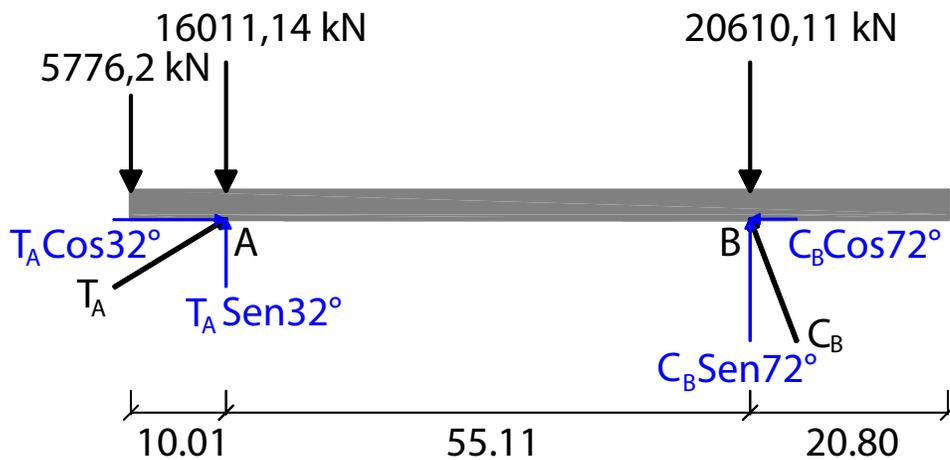


Figura 5.6: Diagrama de fuerzas en la pila 9. Elaboración Propia.

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = -5776,2kN - 16011,14kN - 20610,11kN + T_A \text{Sen}32^\circ + C_B \text{Sen}72^\circ$$

$$T_A \text{Sen}32^\circ + C_B \text{Sen}72^\circ = 42397,45kN \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \sum M_B &= 0 \\ \sum M_B &= -5776,2kN(65,12m) - 16011,14kN(55,11m) + T_A \text{Sen}32^\circ(55,11m) \\ \sum M_B &= -1258520,07kN * m + T_A \text{Sen}32^\circ(55,11m) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_A &= \left( \frac{1258520,07kN * m}{\text{Sen}32^\circ * (55,11m)} \right) \\ T_A &= 43094,32kN \end{aligned}$$

Reemplazando en (1):

$$\begin{aligned} C_B &= \left( \frac{42397,45kN - (43094,32kN) * \text{Sen}32^\circ}{\text{Sen}72^\circ} \right) \\ C_B &= 20567,59kN \end{aligned}$$

## 2. Reducción por la corrosión.

Una vez determinada la tensión de trabajo según las características de los tirantes, se determina la resistencia final de estos. Según [Scarpato, 2021], el primer informe de peritaje del incidente suministra el porcentaje de afectación por corrosión de los elementos, los cuales impactaban directamente en el refuerzo disminuyendo su sección de trabajo. En la tabla 5.7, se observa el porcentaje de refuerzo afectado y el grado de corrosión que presentaban para finalmente determinar su nueva resistencia.

Porcentaje afectado	# Tirantes	% Corrosión	Sección final ( $mm^2$ )	Resistencia final ( $kN$ )
19 %	76	100	0,0	0,0
22 %	88	75	31,7	4643,0
27 %	108	50	63,3	11396,4
18 %	72	25	95,0	11396,4
14 %	56	0	126,7	11818,4
<b>Total (<math>kN</math>)</b>				39254,1

Tabla 5.7: Resistencia final con afectación por corrosión.

### 5.3 Análisis de resultados

1. De acuerdo a los datos, la reducción de la resistencia ocasionada por la corrosión fue de un 47%. Inicialmente, mientras se tenía una capacidad de 84417,47 kN en los tirantes el puente trabajaba al 51% de su capacidad con 43094,32 kN, valor que se encontraba dentro del rango de los parámetros normales para el funcionamiento óptimo de la estructura. Con los datos de reducción obtenidos se disminuyó la capacidad del tirante hasta los 39254,1 kN, lo cual explica la razón del colapso de la estructura.
2. A pesar de que Morandi advirtió de los riesgos que presentaba el aumento de tráfico con el paso de los años y el ambiente agresivo en el que se encontraba la estructura, las intervenciones de mantenimiento no fueron suficientes.
3. Las grietas presentes en el recubrimiento de concreto de los tirantes debieron ser tratadas. Mientras se hicieron reparaciones en los tirantes de la pila 11 y en las secciones de la viga transversal de la pila 10, en la pila 9 se determinó que la corrosión no presentaba un peligro para la estructura. Al no tomarse ninguna acción correctiva para sellar las grietas y proteger el refuerzo de los agentes externos, la sección transversal de los tirantes se fue vió reducida hasta llegar a su límite de tensión y finalmente su rotura.

## 6. Conclusiones

- Se presentaron las causas de falla de cuatro estructuras representativas, tres a nivel nacional y una internacional, donde se determinó que estas se encuentran asociadas a errores de diseño, construcción y falta de mantenimiento de las estructuras.
- A nivel nacional se observa que el edificio Space falló principalmente por la insuficiente capacidad en las columnas.
- La causa de las deformaciones presentadas en torre La Escollera fue la falta de rigidez ocasionada por la ausencia de las riostras y losas dispuestas en el diseño estructural.
- El puente Chirajara falló por la falta de refuerzo en la losa cabezal que mantenía unidos los brazos que formaban la pila en forma de diamante.
- La rotura de uno de los tirantes de la pila 9 ocasionó el colapso del puente Morandi. El prolongado tiempo de exposición del refuerzo a factores externos en un ambiente agresivo permitió que la corrosión redujera la sección de refuerzo y fallara.
- Se resalta la importancia de presentar este tipo de casos a los futuros y actuales profesionales en ingeniería para que aprendan de los errores y no se repitan este tipo de fallas que desencadenan en tragedias.
- Se pudo evidenciar que haciendo el uso de estática y cálculos sencillos se pueden verificar algunas falencias que presentan las edificaciones y prevenir futuras fallas.

## Referencias

- [AIS, 1998] AIS, S. (1998). Nsr-98. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, AIS*, 218.
- [Alcántar Sánchez et al., 2015] Alcántar Sánchez, J. G. et al. (2015). Comportamiento sísmico de pilas de puentes atirantados.
- [Calvi et al., 2019] Calvi, G. M., Moratti, M., O'Reilly, G. J., Scattarreggia, N., Monteiro, R., Malomo, D., Calvi, P. M., and Pinho, R. (2019). Once upon a time in italy: The tale of the morandi bridge. *Structural Engineering International*, 29(2):198–217.
- [Carrascal Jiménez and Cifuentes Tarquino, 2016] Carrascal Jiménez, M. C. and Cifuentes Tarquino, G. (2016). Estudio de los niveles de esfuerzos, desplazamientos y efectos de esbeltez, con y sin arriostramientos de la estructura de la torre de la escollera en la ciudad de cartagena, colombia.
- [Collazos et al., 2019] Collazos, J. D. C., Perez, C. E. C., and Torres, B. A. (2019). Caso edificio space. *Tekhnê*, 16(2):51–60.
- [Coriat, 2012] Coriat, E. (2012). Metodología para el diseño de columnas mixtas. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, AIS*, 1.
- [de Normalización, 1998] de Normalización, C. E. (1998). Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones en estructuras; parte 3, acciones de tráfico en puentes. *Traducido y publicado por AENOR*.
- [del Valle Moreno et al., 2001] del Valle Moreno, A., PEREZ LOPEZ, T., and MARTINEZ MADRID, M. (2001). El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto reforzado. *Publicación técnica*, (182).
- [Duque, 2004] Duque, M. d. P. (2004). Lecciones del concurso de puentes eia. *Revista EIA*, (1):9–25.
- [Elsner, 2003] Elsner, C. (2003). Corrosión de las construcciones metálicas. *Jornada de Técnicas de Reparación y Conservación del Patrimonio*, 2.

- [Garza and Orozco, 2009] Garza, L. and Orozco, J. C. (2009). Autopsia a la torre escollera. [https://issuu.com/estructuraspdf/docs/luis\\_garza\\_v](https://issuu.com/estructuraspdf/docs/luis_garza_v).
- [Gómez Cuello et al., 2019] Gómez Cuello, Á. J. et al. (2019). Diseño y fabricación de un modelo reducido de la construcción de la etapa 6 del edificio space de medellín para pruebas en centrifuga.
- [Iori, 2018] Iori, T. (2018). # pontemorandi: cronaca di un crollo annunciato. # *pontemorandi: cronaca di un crollo annunciato*, pages 113–116.
- [Marín et al., 2019] Marín, C. J. B., Reinoso, J. S. L., and Muñoz, J. S. J. (2019). Impacto social, económico y ambiental del colapso del puente chirajara. *Encuentro Internacional de Educación en Ingeniería*.
- [Mariño, 2007] Mariño, J. J. (2007). Reflexiones sobre el papel de la ingeniería civil en la evolución del medio ambiente en colombia. *Revista de ingeniería*, (26):65–73.
- [McCORMAC, 2012] McCORMAC, J. (2012). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.
- [MexpresaS.A.S, 2018] MexpresaS.A.S (2018). Primer informe del análisis técnico especializado sobre las posibles causas que ocasionaron el desplome del puente chirajara. Technical report, Mexicana de presfuerzos S.A de C.V.
- [Morandi, 1967] Morandi, R. (1967). Il viadotto sul polcevera per l’autostrada genova-savona. *L’industria Italiana del Cemento*, 12(200):849–872.
- [Morandi, 1979] Morandi, R. (1979). The long-term behaviour of viaducts subjected to heavy traffic and situated in an aggressive environment: The viaduct on the polcevera in genoa. *IABSE reports of the working commissions*, 32:170–180.
- [Murphy et al., 2018] Murphy, T. P., Lobo-Guerrero, J. S., and Galindez, N. (2018). Investigación del colapso del puente chirajara. Technical report, Modjeski and Masters Inc.
- [Pannoni, 2006] Pannoni, F. D. (2006). La prevención de la corrosión en estructuras metálicas. *Acero Latinoamericano*, 496:20.
- [Paz, 2010] Paz, M. (2010). *Dinámica estructural. Teoría y cálculo*. Reverté.

- [Ramírez Cardona, 2020] Ramírez Cardona, E. G. (2020). *Análisis de fallas en el edificio "Torre La EcolleraCartagena, Colombia*. PhD thesis, Universidad del Valle.
- [Rymsza, 2021] Rymsza, J. (2021). Causes of the collapse of the polcevera viaduct in genoa, italy. *Applied Sciences*, 11(17):8098.
- [Scarpato, 2021] Scarpato, F. (2021). *Analisi funzionale delle Linee Guida per la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti, confronto con procedure analoghe, introduzione di metodologie avanzate di ispezione e implementazione UML= Functional analysis of the Guidelines for the evaluation of the safety of existing bridges, comparison with similar procedures, introduction of advanced inspection methodologies and UML implementation*. PhD thesis, Politecnico di Torino.
- [UniAndes, 2014] UniAndes (2014). Caso de estudio del edificio space. [https://issuu.com/juandavidvelasquezm/docs/caso\\_de\\_estudio\\_del\\_edificio\\_space\\_19338f0f5a443e](https://issuu.com/juandavidvelasquezm/docs/caso_de_estudio_del_edificio_space_19338f0f5a443e).
- [Villani, 2019] Villani, P. (2019). Dynamics and causes of the collapse of the morandi viaduct in genoa.
- [Yamin et al., 2018] Yamin, L. E., Correal, J. F., Reyes, J. C., Ramirez, F., Rincón, R., Hurtado, A. I., and Dorado, J. F. (2018). Sudden collapse of the 27-story space building in medellin, colombia. *Journal of performance of constructed facilities*, 32(3):04018010.