

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO DE DOS ESTRUCTURAS CON DIFERENTES NIVELES
DE AFECTACIÓN POR EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016,
EMPLAZADAS EN EL MISMO SITIO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

HÉCTOR FERNANDO CÓNDOR BORJA

hector_condor_b@hotmail.com

JEFFERSON ELIAS YUGCHA PUCO

jeffer_96mh@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSc. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ

edgar.mora@epn.edu.ec

CODIRECTOR: ING. MSc. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

maria.corream@epn.edu.ec

Quito, octubre 2019

DECLARACIÓN

Nosotros, Héctor Fernando Córdor Borja y Jefferson Elías Yugcha Pucó, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**HÉCTOR FERNANDO
CÓNDOR BORJA**

**JEFFERSON ELÍAS
YUGCHA PUCO**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por HÉCTOR FERNANDO CÓNDROR BORJA y JEFFERSON ELIAS YUGCHA PUCO, bajo mi supervisión.

ING. MSc. EDGAR DAVID MORA

DIRECTOR DEL PROYECTO

DEDICATORIA

La presente tesis la dedico a mi esposa Elizabeth Constante, por su apoyo incondicional, constante motivación y aunque hemos pasado varios momentos difíciles, finalmente siempre ha estado ahí para impulsarme a seguir adelante.

A mi hija Melany Cóndor por alegrarme con su sonrisa los días más pesados, las noches más amargas y así motivarme a luchar cada día por un futuro mejor.

A mis padres quienes siempre confiaron en mí, brindándome palabras de aliento que generaban confort y confianza para lograr mis objetivos.

Héctor Cóndor

AGRADECIMIENTO

A Dios por brindarme salud y vida, requisitos fundamentales que me permitieron llegar a culminar mi carrera y poderle dar un mejor estilo de vida a mi familia.

A mi esposa que me ha acompañado en las noches de desvelo, momentos malos, buenos y a pesar de ello nunca ha desmayado en su constante apoyo en la culminación de mi carrera

A mis amigos “Los Topitos” con quienes hemos pasado la mayor parte de la carrera en las buenas y en las malas, siempre llevando un ambiente de competitividad sana y desinteresada, buscando el bienestar del grupo para así poder lograr nuestro objetivo, ser ingenieros.

Héctor Córdor

DEDICATORIA

Todo el esfuerzo realizado durante toda la carrera y la duración del proyecto de titulación es dentro de lo poco que puedo ofrecer:

Para Dios, por haberme rodeado de personas que me ayudaron a lo largo de mi vida empezando por mi familia y después por mi novia y mis amigos.

Para mis padres, Segundo Yugcha y Rocío Puco, pues ambos fueron mi mayor motivación para salir adelante y siempre a lo largo de mi vida han estado para ayudarme en todo cuanto yo necesite, un pequeño consejo, un abrazo, sin dejar de lado incluso regaños que me ayudaron para ser una persona de bien, lo que soy se lo debo a ellos que supieron formarme.

Jefferson Yugcha

AGRADECIMIENTO

A Dios, por darme la salud, vida y cada una de las cualidades y dones que hicieron posible la realización de uno más de mis sueños.

A mis padres y mis hermanas, por apoyarme en todo sentido y comprenderme durante toda mi etapa de universidad, sin dejarme solo en este duro camino.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional y a cada uno de sus docentes, por tener la predisposición de impartir su conocimiento a cada uno de los estudiantes, y de manera muy especial al Ingeniero Edgar Mora, nuestro director, por habernos brindado su tiempo y ayudarnos en la realización de esta tesis, solventando cada una de nuestras dudas.

A mi novia, MaryCris por haberme acompañado gran parte de mi vida universitaria y también mientras realizaba la tesis, motivándome y dándome ánimos en los momentos más difíciles.

A mis amigos, los topitos, por compartir mi carrera universitaria y haber permanecido juntos tanto para realizar trabajos como para salir a divertirnos o reírnos un momento y de manera especial a Héctor, mi compañero de tesis, por soportarme durante este tiempo y haber llevado a cabo con éxito nuestra tesis.

Jefferson Yugcha

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	VII
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE FOTOGRAFÍAS.....	XIV
LISTA DE TABLAS.....	XV
RESUMEN	XV
ABSTRACT	XVI
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL.....	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3 ALCANCE	3
1.4 JUSTIFICACIÓN	4
1.5 DEFINICIONES GENERALES.....	5
2 MARCO TEÓRICO	9
2.1 RIESGO SÍSMICO	9
2.1.1 DEFINICIÓN DE RIESGO SÍSMICO.....	9
2.1.2 AMENAZA SÍSMICA.....	9
2.1.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA	9
2.1.4 SISMICIDAD DEL ECUADOR.....	10

2.1.5	SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 CON EPICENTRO PEDERNALES.....	10
2.2	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL.....	12
2.2.1	INTRODUCCIÓN.....	12
2.2.2	PARÁMETROS DE ANÁLISIS.....	13
2.2.3	CURVAS IDA.....	15
2.2.4	ANÁLISIS BASADO EN EL DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	16
2.2.5	ANÁLISIS BASADO EN EL DESEMPEÑO PARA MAMPOSTERIAS.....	18
2.2.6	CRITERIO DE IDENTIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS SEGÚN LAS NORMAS.....	21
3	MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	25
3.1	DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	25
3.1.1	UBICACIÓN Y USO DE LAS EDIFICACIONES.....	25
3.1.2	MATERIALES Y SISTEMA CONSTRUCTIVO EMPLEADOS.....	26
3.1.3	DIMENSIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	27
3.2	CARACTERÍSTICAS DE INGRESO PARA EL MODELADO.....	29
3.2.1	PARÁMETROS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.....	29
3.2.2	DEFINICIÓN DE MASAS.....	42
3.2.3	DEFINICIÓN DE CARGAS VERTICALES.....	46
3.2.4	CRITERIO DE ACEPTACIÓN DEL MODELADO.....	47
3.3	ESCALAMIENTO DEL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL OPENSEES.....	52
3.3.1	ALGORITMO IDA.....	52

3.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON LOS REGISTROS ESCALADOS.....	56
3.4.1 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DEL BLOQUE ADMINISTRATIVO EN BASE AL REGISTRO ESCALADO MEDIANTE EL MÉTODO IDA.....	56
3.4.2 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 - ROTACIONES	56
3.4.3 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 – DERIVAS	60
3.4.4 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DEL BLOQUE B EN BASE AL REGISTRO ESCALADO MEDIANTE EL MÉTODO IDA	61
3.4.5 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 - ROTACIONES	61
3.4.6 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 - DERIVAS	65
4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	67
4.1 ANÁLISIS REFERENTE A LA AFECTACIÓN Y GRADO DE SERVICIABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS.....	67
4.1.1 BLOQUE ADMINISTRATIVO (BLOQUE A).....	67
4.1.2 BLOQUE DE AULAS (BLOQUE B)	69
4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS MEDIDAS DE DAÑO RESULTANTES DEL MÉTODO IDA DEL BLOQUE B Y BLOQUE A	72
4.2.1 COMPARACIÓN DE MEDIDAS DE DAÑO DE MAMPOSTERÍAS	72
4.2.2 COMPARACIÓN DE MEDIDAS DE DAÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (COLUMNAS)	75

4.3 DETERMINACIÓN DEL FACTOR MÁS INFLUYENTE DENTRO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE AMBOS BLOQUES	80
4.3.1 IRREGULARIDAD EN PLANTA	80
4.3.2 COLUMNA CORTA	81
4.3.3 ASENTAMIENTO	82
4.3.4 MAMPOSTERÍAS	83
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	84
5.1 CONCLUSIONES.....	84
5.2 RECOMENDACIONES	87
6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89
ANEXOS	92

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 Comportamiento no lineal del acero (Izq) y del hormigón (Der).....	6
FIGURA 2.1 Mapa de Isosistas del Ecuador como resultado del sismo del 16 de abril de 2016.....	11
FIGURA 2.2 Espectros de aceleración registrados por las estaciones más próximas al epicentro del sismo del 16 de abril del 2016	12
FIGURA 2.3 Curvas IDA: T=1,8 s, edificio de 5 pisos de acero, aporticado, sujeto a 4 acelerogramas diferentes.....	16
FIGURA 2.4 Curvas de fragilidad de mampostería	18
FIGURA 2.5 Daño leve (Primera fisura).....	19
FIGURA 2.6 Daño moderado (Degradación de la rigidez)	19
FIGURA 2.7 Daño severo (Degradación de rigidez y resistencia).....	20
FIGURA 2.8 Colapso (Daño total de la estructura)	20
FIGURA 2.9 Discontinuidad vertical en el plano.....	21
FIGURA 2.10 Piso blando por cambio de altura de entrecimso	22
FIGURA 2.11 Torsión en planta a causa de Excentricidad en un sentido (Izq) y Excentricidad en ambos sentidos (Der).....	23
FIGURA 2.12 Formación de rótulas plásticas en Columnas fuertes (Izq) y Columnas débiles (Der).....	23
FIGURA 2.13 Columna corta causada por muros de mampostería	24
FIGURA 3.1 Lugar de emplazamiento de las estructuras	25
FIGURA 3.2 Secciones de elementos estructurales utilizados en el bloque A	27
FIGURA 3.3 Secciones de elementos estructurales utilizados en el bloque B	28
FIGURA 3.4 Bloque A de la PUCE sede Chone	29
FIGURA 3.5 Bloque B de la PUCE sede Chone	30
FIGURA 3.6 Curva histerética del modelo CONCRETE 01	31

FIGURA 3.7 Curva Esfuerzo vs Deformación - CONCRETE 01	32
FIGURA 3.8 Curva histerética del acero STEEL 01	33
FIGURA 3.9 Curva Esfuerzo vs Deformación - STEEL 01	33
FIGURA 3.10 Dimensiones de mampostería	34
FIGURA 3.11 Modelo de definición de fibras en el programa OpenSees	36
FIGURA 3.12 Modelados de mampostería	37
FIGURA 3.13 Centros de masas de las losas del bloque Administrativo	39
FIGURA 3.14 Centro de masa de las losas del bloque B.....	40
FIGURA 3.15 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Daño Leve.....	48
FIGURA 3.16 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Daño Moderado	49
FIGURA 3.17 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Daño Severo	49
FIGURA 3.18 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Colapso.....	50
FIGURA 3.19 Ubicación del elemento crítico del bloque A	57
FIGURA 3.20 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo inferior en X.....	58
FIGURA 3.21 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo inferior en Y	58
FIGURA 3.22 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo superior en X.....	59
FIGURA 3.23 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo superior en Y	59
FIGURA 3.24 Curva IDA (PGA vs Deriva en X) del Bloque A	60
FIGURA 3.25 Curva IDA (PGA vs Deriva en Y) del Bloque A	60
FIGURA 3.26 Ubicación del elemento crítico del bloque B	62
FIGURA 3.27 Curva IDA columna 18 del Bloque B inferior en X	63
FIGURA 3.28 Curva IDA columna 18 del Bloque B inferior en Y	63
FIGURA 3.29 Curva IDA columna 18 del Bloque B superior en X	64
FIGURA 3.30 Curva IDA columna 18 del Bloque B superior en Y	64
FIGURA 3.31 Curva IDA (PGA vs Deriva en X) del Bloque B	65

FIGURA 3.32 Curva IDA (PGA vs Deriva en Y) del Bloque B	65
FIGURA 4.1 Comparativa curvas IDA (PGA vs Deriva en X)	73
FIGURA 4.2 Comparativa curvas IDA (PGA vs Deriva en Y)	73
FIGURA 4.3 Comparación de la rotación de las columnas críticas, inferior en X	75
FIGURA 4.4 Comparación de la rotación de las columnas críticas, inferior en Y	76
FIGURA 4.5 Comparación de la rotación de las columnas críticas, superior en X	76
FIGURA 4.6 Comparación de la rotación de las columnas críticas, superior en Y	77
FIGURA 4.7 Nivel de daño alcanzado en las columnas del Bloque Administrativo	78
FIGURA 4.8 Nivel de daño alcanzado en las columnas del Bloque B	79
FIGURA 4.9 Curva IDA columna 4 del bloque B, modelado sin mamposterías	83

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFÍA 3.1 Bloque A de la PUCE sede Chone.....	26
FOTOGRAFÍA 3.2 Bloque B de la PUCE sede Chone.....	26
FOTOGRAFÍA 3.3 Modelo de pared N:1.....	43
FOTOGRAFÍA 3.4 Modelo de pared N:2.....	43
FOTOGRAFÍA 3.5 Modelo de pared N:3.....	44
FOTOGRAFÍA 3.6 Modelo de pared N:4.....	44
FOTOGRAFÍA 3.7 Modelo de losa N:1	45
FOTOGRAFÍA 3.8 Modelo de losa N:2	45
FOTOGRAFÍA 4.1 Daño en mamposterías- Bloque administrativo	67
FOTOGRAFÍA 4.2 Daño en elementos estructurales - Bloque administrativo	68
FOTOGRAFÍA 4.3 Daño en mamposterías - Bloque B	70
FOTOGRAFÍA 4.4 Daño en elementos estructurales - Bloque B.....	71
FOTOGRAFÍA 4.5 Efectos de columna corta en el Bloque B	81
FOTOGRAFÍA 4.6 Efectos de asentamiento en el Bloque B	82

LISTA DE TABLAS

TABLA 3.1 Características de los materiales principales empleados.....	30
TABLA 3.2 Características del concreto para el modelado	32
TABLA 3.3 Características del acero de refuerzo para el modelado	34
TABLA 3.4 Parámetros para mampostería del bloque A.....	35
TABLA 3.5 Parámetros para mampostería del bloque B.....	35
TABLA 3.6 Módulos de elasticidad K_s para las diferentes zapatas del bloque B	41
TABLA 3.7 Valores límite de desempeño (rotaciones) Bloque B	52
TABLA 3.8 Valores límite de desempeño (rotaciones) Bloque Administrativo.....	52
TABLA 3.9 Parámetros iniciales para establecer el algoritmo IDA.....	54
TABLA 3.10 Valores de rotaciones en función del PGA, columna 20 del bloque administrativo	57
TABLA 3.11 Valores de rotaciones en función del PGA, columna 18 del bloque B	62
TABLA 4.1 Probabilidad de daño en mamposterías del bloque administrativo en función de su deriva	74
TABLA 4.2 Probabilidad de daño en mampostería del bloque B en función de su deriva	74
TABLA 4.3 Masa modal efectiva para los 3 primeros modos de vibración del Bloque B.....	80
TABLA 4.4 Masa modal efectiva para los 3 primeros modos de vibración del bloque Administrativo	81
TABLA 4.5 Comparativa de derivas del bloque B con y sin asentamientos.....	82
TABLA 4.6 Comparativa de giros en la columna 20 del bloque B, con y sin asentamientos	83

RESUMEN

El presente trabajo contempla el estudio de dos estructuras situadas en la ciudad de Chone y que pertenecen a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE), las cuales se comportaron de una manera muy distinta frente al evento sísmico que tuvo lugar el 16 de abril del 2016 con epicentro Pedernales, pese a ser construidas por los mismos profesionales, con similares materiales y similares diseños de elementos.

Ambas estructuras son analizadas por medio del método “Análisis Dinámico Incremental” por sus siglas en inglés IDA, el cual obtiene de manera más precisa el comportamiento de una estructura frente a un sismo, este análisis genera las llamadas curvas IDA, las cuales serán comparadas entre las dos estructuras al mismo nivel de intensidad sísmica PGA para encontrar el parámetro más influyente para que se diera tanta diferencia entre sus comportamientos.

Se determina la influencia del suelo como un factor que amplifique las ondas sísmicas hacia las estructuras y de las patologías estructurales tales como columna corta e irregularidad en planta, que incrementen esfuerzos en ciertos elementos que no estaban diseñados para soportar tal aumento de esfuerzo, causando así su colapso.

Palabras clave: Análisis Dinámico Incremental, Curvas IDA, amplificación de ondas sísmicas, patologías estructurales

ABSTRACT

The following work is about the analysis of two structures that belong to Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE) and are located in the city of Chone. These edifications reacted in a very different way during the April 16, 2016 earthquake whose epicenter was Pedernales. The structures were built by the same professionals, with similar materials and element design.

Both structures were analyzed using the Incremental Dynamic Analysis IDA method which accurately obtains the behavior of a structure during an earthquake. This analysis generates the so called IDA curves. Both IDA curves will be compared at the same seismic level PGA in order to find the parameter that caused the structures to behave so differently.

The influence of the ground was also determined as a factor that would amplify the seismic waves towards the structures. Another factor to be determined was that of the structural pathologies like short column and horizontal floor irregularity which would increase effort in some elements that were not designed to take such increase, causing their collapse.

Keywords: Incremental Dynamic Analysis, IDA curves, amplification of seismic waves, structural pathologies

CAPITULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La gran ocurrencia de eventos sísmicos destructivos a lo largo de la historia mundial ha servido como material de estudio para la ingeniería civil y la ingeniería sísmica (Jara & Tibanquiza, 2016), ya que ambas ingenierías basadas en el desempeño requieren una estimación precisa de la demanda sísmica y la capacidad de las estructuras (Han & Chopra, 2006)

El Ecuador, al encontrarse en el cinturón de fuego del pacífico es muy propenso a sufrir de estos eventos sísmicos (Naranjo & Peñaherrera, 2018), el más reciente es el del 16 de abril del 2016, con epicentro en Pedernales que afectó gran parte de la costa ecuatoriana; entre las ciudades afectadas estuvo Chone, que es el lugar de emplazamiento de dos estructuras que fueron construidas contemporáneamente, pero que sin embargo respondieron de diferente manera frente al sismo, el bloque B de la PUCE que estuvo al borde del colapso y el bloque de Administrativo que sufrió únicamente daños no estructurales. La primera es una estructura de tres niveles con irregularidades en planta y elevación y la segunda es una estructura de dos niveles con irregularidades en elevación.

Estudios de análisis estructurales realizados con anterioridad en la ciudad de Portoviejo pueden dar cuenta de los problemas que originaron los colapsos de

varias estructuras frente al sismo antes mencionado, entre los que se encuentran: amplificación de onda debido a los suelos aluviales de la zona, patologías estructurales como columna corta, piso blando, irregularidad en planta y elevación, entre otros (R. Aguiar, 2016); muchas de estas se deben analizar para los casos de estudio, y así determinar qué patología fue la que influyó más en el caso crítico ocurrido en el bloque B, teniendo como sujeto de control el edificio de Administración.

Uno de los métodos de análisis estructural que ha venido creciendo en su uso es el Análisis Dinámico Incremental, por sus siglas en inglés IDA, desarrollado por Dimitrios Vamvatsikos en 2002, el cual estima de manera más precisa el desempeño de la estructura bajo carga sísmica (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002) ya que requiere un análisis Tiempo Historia no lineal (ATH) de la estructura, para registros sísmicos (Han & Chopra, 2006).

Este método se ha desarrollado dando con gran precisión de resultados, tanto en edificios regulares como irregulares de hormigón armado (Vamvatsikos & Fragiadakis, 2009), por lo que al tener un nivel de confiabilidad alto y saliendo de los análisis comúnmente utilizados, se ha decidido por realizar el análisis dinámico incremental para ambas edificaciones.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Aplicar el método de Análisis Dinámico Incremental (IDA) en dos estructuras contemporáneas, situadas en la ciudad de Chone, emplazadas en el mismo

terreno, para determinar la influencia de patologías estructurales y condiciones locales del suelo en el comportamiento de las estructuras frente a un sismo.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Evaluar el comportamiento de las estructuras a través del Análisis Dinámico Incremental frente al evento sísmico del 16 de abril de 2016.
- Determinar niveles de patologías estructurales, con relación a irregularidades en planta y elevación.
- Comparar los resultados obtenidos de ambas estructuras con el fin de determinar cuál fue el factor más influyente al momento de producirse el colapso del bloque B de la PUCE.

1.3 ALCANCE

El presente proyecto busca desarrollar el Análisis Dinámico incremental, que tiene el fin de mejorar la manera de modelar el comportamiento de las estructuras dentro del rango no lineal, garantizando una mejor aproximación de los resultados referentes a esfuerzos y deformaciones.

En primer lugar, se busca realizar un modelo lo más apegado a la realidad de la estructura, tomando en cuenta las zapatas en las que existen asentamientos para poder reflejarlos al momento de modelar, la ubicación y longitud de los elementos de mampostería, así como la disposición y configuración de los elementos estructurales.

En segundo lugar, calibrar el proceso de modelación mediante derivas y giros máximos de los elementos como paredes y columnas siguiendo los lineamientos del ASCE 41-17 e investigaciones posteriores con las cuales se pueda validar el modelo creado, garantizando la veracidad de los resultados.

Finalmente se realiza el análisis del comportamiento de la estructura con el fin de determinar las diferentes causas o patologías más influyen dentro del comportamiento de las estructuras, como torsión en planta, columna corta entre otros.

1.4 JUSTIFICACIÓN

El proyecto plantea el análisis de dos estructuras aporticadas ubicadas en la ciudad de Chone, con el fin de proveer información acerca de lo peligrosas que pueden ser las patologías estructurales inmersas en las edificaciones construidas en el Ecuador, ya que al encontrarse en una zona con alto índice de sismicidad, es importante determinar de una manera más apropiada el comportamiento de las estructuras y en consecuencia buscar una configuración estructural adecuada para garantizar su buen desempeño.

El método de análisis empleado es el Análisis Dinámico Incremental, desarrollado en el programa computacional Opensees, el cual reflejará la respuesta dinámica de cada una de las estructuras ante el registro de aceleraciones en Chone obtenido del sismo del 16 de abril, al cual se le aplicará un incremento progresivo y proporcional en cada paso del análisis. Se ha optado por este análisis ya que considera el comportamiento dinámico de la estructura, tomando en cuenta la

aceleración del suelo real que las afectó, lo que nos dará menos variables con respecto a la incertidumbre del tipo de análisis y fuerzas aplicadas (ASCE, 2017). Varios parámetros se pueden tomar de los planos originales de los edificios y ensayos de materiales, hechos por los mismos propietarios de estos. Las características no lineales de los materiales al no ser fácilmente medibles, se las tomará de recomendaciones de normas (ASCE, 2017).

1.5 DEFINICIONES GENERALES

Sistema aporricado de hormigón armado

Es el sistema estructural, compuesto principalmente por columnas y vigas de hormigón armado, las cuales tienen como característica principal que su dimensión longitudinal es mucho mayor que cualquiera de sus dimensiones transversales, siendo así su principal comportamiento a flexión y teniendo cada uno de sus elementos la capacidad de transmitir momentos (Chasi Benavides, 2016)

Centro de masa

También conocido como centro geométrico, es el punto cuya posición es aquella donde situamos la resultante del peso de la estructura. Para encontrar esta posición, se iguala el momento resultante con el momento total del sistema de fuerzas paralelas (peso) (Cheung & Tso, 1985).

Centro de rigidez

De un piso, se define como el punto a través del cual la resultante de las fuerzas laterales pasa sin causar rotación en planta (Cheung & Tso, 1985).

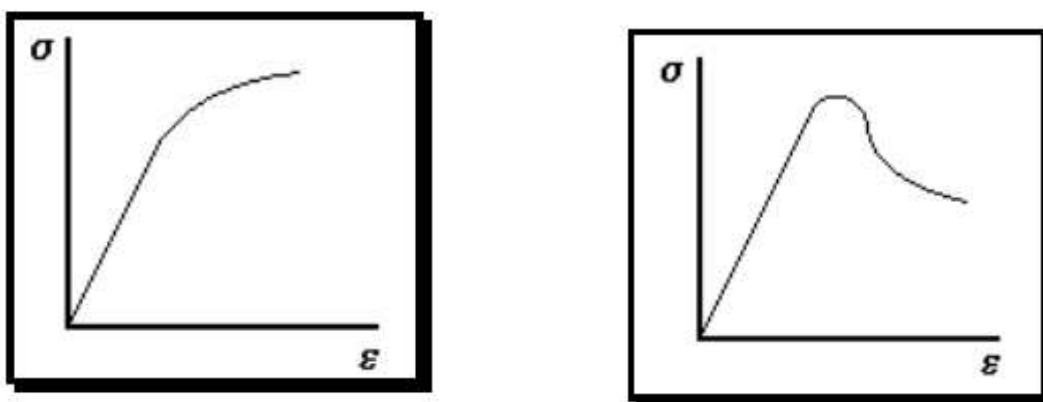
Excentricidad

Es definida como la distancia entre el centro de rigidez en el nivel calculado, y la resultante de todas las fuerzas laterales en ese nivel (Cheung & Tso, 1985).

Comportamiento no lineal de materiales

El comportamiento no lineal se da cuando el material empieza a perder rigidez debido a que ha superado su estado tensional límite, en muchos casos como el del acero, el material puede seguir soportando incrementos de carga, pero sus deformaciones crecen más rápido (Comportamiento con endurecimiento) (*FIGURA 1.1, izq*), y en otros casos como el del hormigón, el material no puede soportar más incrementos de carga y comienza a descargarse aunque su deformación sigue aumentando (Comportamiento con ablandamiento) (*FIGURA 1.1, der*) (Gil Espert, 1997).

FIGURA 1.1 Comportamiento no lineal del acero (Izq) y del hormigón (Der)



FUENTE: Gil Espert, 1997

Modos de vibración

Es la forma del vector, dado por los valores relativos de N desplazamientos $\phi_{jn}(j = 1, 2, \dots, N)$, correspondientes a "N" cantidad de frecuencias de vibración de un sistema de "N" grados de libertad (Chopra, 2012).

Periodos de vibración

Para un sistema de "N" grados de libertad, los periodos de vibración son cada uno de los elementos del vector $T_{jn}(j = 1, 2, \dots, N)$, que corresponden al tiempo que el sistema sujeto a vibración demora en dar una oscilación (Chopra, 2012).

Mampostería simple

Elemento no estructural, conformado por un conjunto de piezas asentadas con mortero, que no posee acero de refuerzo y que sirve para dividir ambientes o limitar predios para dotarlos de seguridad (INEN, 1987).

Asentamientos

Es una deformación vertical del suelo, provocado por el incremento del esfuerzo debido a la construcción de cimentaciones u otras cargas que comprimen los estratos de este. La compresión es causada por: deformación de las partículas del suelo, reacomodo de las partículas o expulsión de agua o aire e los espacios vacíos (Das, 2001).

Amortiguamiento de Rayleigh

El método de Rayleigh propone la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de la matriz de rigidez y de la masa (Chopra, 2012), es decir que si denominamos a $[C]$ como el Amortiguamiento, tenemos:

$$[C] = a[M] + b[K]$$

CAPÍTULO 2

2 MARCO TEÓRICO

2.1 RIESGO SÍSMICO

2.1.1 DEFINICIÓN DE RIESGO SÍSMICO

El riesgo sísmico se define como el grado de pérdidas esperadas que sufren las estructuras durante un lapso de tiempo también denominado período de exposición o período de vida útil de la estructura. Para poder mitigar este riesgo sísmico en una zona determinada, será necesario disminuir la amenaza, vulnerabilidad y el costo de reparación de estructuras afectadas (Bonett, 2003).

2.1.2 AMENAZA SÍSMICA

Se entiende a la amenaza sísmica como la probabilidad de ocurrencia de movimientos sísmicos, cuyos parámetros tales como aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados, dentro de un período de exposición o vida útil de la estructura (Bonett, 2003).

2.1.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Bonett, 2003).

2.1.4 SISMICIDAD DEL ECUADOR

Ecuador se encuentra localizado en el denominado “Cinturón de fuego del Pacífico” donde la placa de Nazca subduce bajo la placa Sudamericana a una velocidad aproximada de 60 mm/año, esta subducción hace que se almacene gran cantidad de energía que es liberada cuando se produce un sismo. (Jara & Tibanquiza, 2016)

A más de la actividad sísmica asociada a la zona de subducción, existen sismos que se generan por la activación de fallas geológicas locales. Por lo general los sismos superficiales son los que causan mayor daño, por este motivo se puede indicar que la Costa Ecuatoriana es la de mayor peligrosidad sísmica, seguida por la Sierra y finalmente el Oriente, esto se puede evidenciar ya que dentro de un análisis estadístico referente a la sismicidad del país, existe una mayor concentración de eventos sísmicos en los lugares donde se encuentran las fallas geológicas, provocándose en estos sitios las mayores intensidades, sin embargo es en la costa del Pacífico donde se han dado las magnitudes máximas y es donde el fenómeno de subducción toma mayor importancia (Jara & Tibanquiza, 2016).

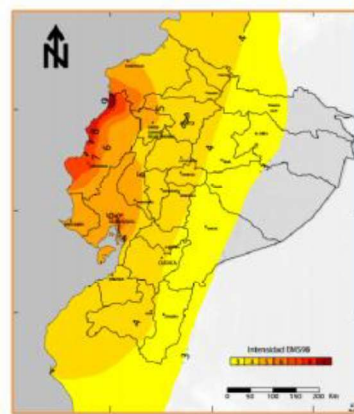
2.1.5 SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 CON EPICENTRO PEDERNALES

El sismo ocurrido el 16 de abril del 2016, cuyo epicentro sucedió entre las provincias de Esmeraldas y Manabí, generó grandes pérdidas tanto de vidas humanas como económicas. Según el informe N°65 emitido por la secretaría de

gestión de riesgos (SGR), la magnitud del terremoto fue de 7,8 dentro de la escala de Richter.

En la imagen, conocida como mapa de isosistas, podemos observar que los mayores daños se concentraron en la provincia de Manabí, siendo los Ríos, Guayas, Santo Domingo y Santa Elena las provincias que tuvieron un daño moderado (*FIGURA 2.1*).

FIGURA 2.1 Mapa de Isosistas del Ecuador como resultado del sismo del 16 de abril de 2016

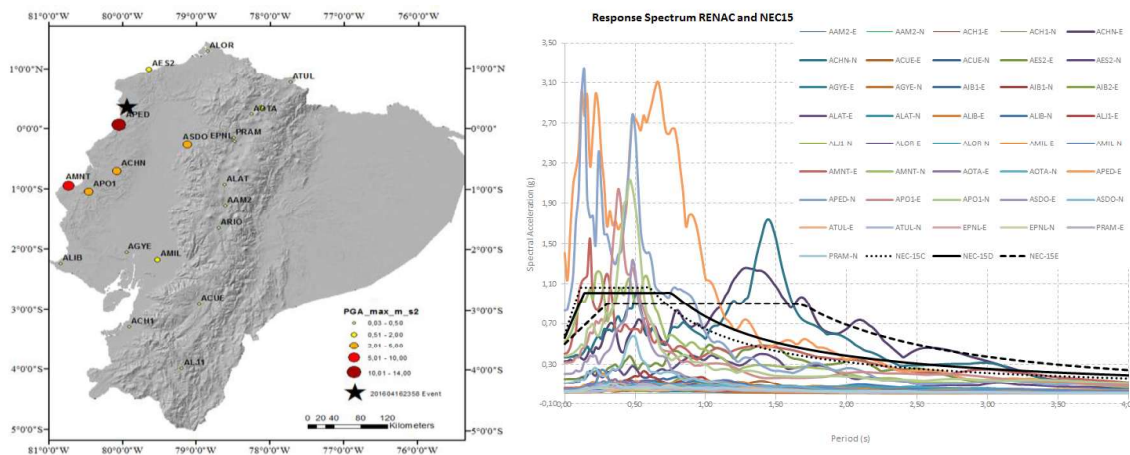


FUENTE: Singaicho, Andre, & Viracucha, 2016

Según el informe N°65 SGR, la aceleración máxima del suelo registrada en la estación de Pedernales es mayor que la aceleración de la gravedad, en Manta y Portoviejo, los valores sobrepasan el 30% de la aceleración de la gravedad.

Dentro de las observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 se pueden encontrar datos referentes a las estaciones más cercanas al momento del sismo (*FIGURA 2.2*), así como los espectros registrados por las mismas (Singaicho et al., 2016).

FIGURA 2.2 Espectros de aceleración registrados por las estaciones más próximas al epicentro del sismo del 16 de abril del 2016



FUENTE: Singaicho, Andre, & Viracucha, 2016

2.2 ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

2.2.1 INTRODUCCIÓN

El Análisis Dinámico Incremental, por sus siglas en inglés IDA (Incremental Dynamic Analysis”) es un método de análisis paramétrico que estima de manera más precisa el comportamiento estructural bajo carga sísmica (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002).

Este método utiliza una serie de análisis dinámicos no lineales de respuesta en el tiempo, para lo cual se necesita un modelo estructural y uno o varios registros sísmicos (acelerograma), cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, los cuales producirán una o varias curvas (dependiendo del número de registros sísmicos tomados) de respuesta parametrizada versus los niveles de intensidad.

Los objetivos que tiene el método fueron planteados por Vamvatsikos y Cornell y son:

- Comprensión completa del rango de respuesta o demandas frente al rango de niveles potenciales de un registro de movimiento del suelo.
- Mejor comprensión del comportamiento estructural implicado en niveles de movimientos del suelo más severos o raros.
- Mejor entendimiento de los cambios en la respuesta estructural natural a medida que la intensidad del movimiento se incrementa.
- Producir una estimación de la capacidad dinámica global de la estructura.
- Teniendo en cuenta un IDA para varios registros sísmicos, entender cuan estable (o variable) son todos estos pasos de un solo registro de movimiento a otro, para nuestro caso de estudio únicamente se trabajará con un registro sísmico por lo cual no se podrá evidenciar este objetivo.

2.2.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS

Para comprender la metodología empleada, primero se definen conceptos fundamentales del escalamiento de un acelerograma que se utilizarán en el análisis tiempo historia, teniendo en cuenta que únicamente se escalará la amplitud del sismo, manteniendo intacta la información de fase (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002).

2.2.2.1 FACTOR DE ESCALA

El Factor de Escala por sus siglas en inglés SF, es un escalar no negativo el cual se encarga de incrementar el acelerograma desde un valor bajo en el que se espera una respuesta elástica, pasando por valores medios en los que se esperaría un comportamiento no lineal hasta llegar a valores elevados donde se

busca el fallo de la estructura. Cada uno de los factores de escala empleados generarán un punto en el análisis IDA

El factor de escala $SF=1$ corresponde al acelerograma original, mientras que un $SF<1$ corresponde a un acelerograma reducido y un $SF>1$ corresponde a un acelerograma amplificado, el factor de escala no tiene sentido si es negativo, pues la respuesta se define mediante valores máximos absolutos.

2.2.2.2 MEDIDA DE LA INTENSIDAD

La Medida de Intensidad (IM) de un acelerograma escalado es un escalar positivo que constituye una función que depende del acelerograma original y es monotónicamente incrementado junto con el factor de escala.

Muchos parámetros han sido propuestos para caracterizar la intensidad de un registro sísmico, sin embargo, no siempre se sabe cómo escalarlos, por ejemplo: la Magnitud de Momento, Duración o la Magnitud de Mercalli Modificada, las cuales han sido designadas como no escalables. Por otra parte, algunos ejemplos de IMs escalables son: la Aceleración Pico del Suelo (PGA), Velocidad Pico del Suelo (PGV), la aceleración espectral amortiguada en el primer modo de la estructura ($S_a(T_1, 5\%)$) (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002).

2.2.2.3 MEDIDA DEL DAÑO

La Medida de Daño (DM) es un escalar positivo que caracteriza la respuesta del modelo estructural ante la acción de una carga sísmica, algunos ejemplos de medidas de daño pueden ser: Cortante basal, Rotación de nodos, Deriva máxima de piso, Ángulo de rotación en la deriva máxima. El seleccionar uno de estos

parámetros dependerá mayormente del objetivo y de la estructura que se tenga, por ejemplo, si se quiere analizar el daño de elementos no estructurales de un edificio aporricado de varios pisos se debería seleccionar la aceleración pico por piso, mientras que si se requiere saber el daño estructural la opción más viable sería la rotación máxima en los nodos (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002).

2.2.2.4 ANÁLISIS IDA DE UN REGISTRO

El Análisis Dinámico Incremental de un solo registro, también llamado Pushover Dinámico, es una serie de análisis dinámicos no lineales de un modelo estructural bajo cargas sísmicas dadas por un acelerograma escalado a diferentes niveles de intensidad, idealmente escalados para que cubran los rangos: elástico, plástico, hasta llegar al colapso. Cada análisis dará como resultado medidas de daño del modelo estructural, los cuales serán graficados con su respectiva medida de intensidad, como curvas continuas.

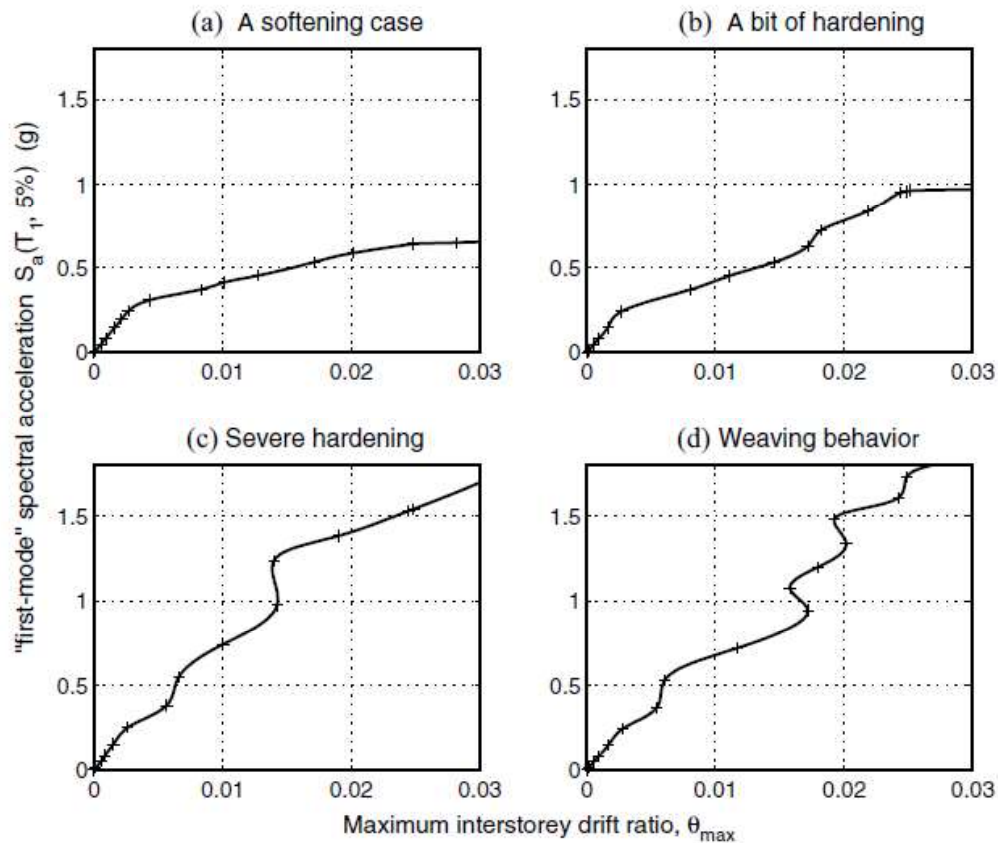
2.2.3 CURVAS IDA

Una curva IDA es la gráfica de la variable de estado de la estructura (DM) obtenida en los análisis no lineales versus la medida de intensidad (IMs) aplicada en cada paso. Al inicio de cada curva IDA se puede identificar claramente una región lineal, la cual llega al final en el cambio de pendiente, cuando uno de los elementos a alcanzado el estado plástico.

Las curvas IDA muestran un comportamiento en forma de S, debido a que permiten modelar la acumulación de las deformaciones plásticas, por lo cual no

necesariamente un incremento del IM provoca un incremento del DM (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002) (FIGURA 2.3).

FIGURA 2.3 Curvas IDA: T=1,8 s, edificio de 5 pisos de acero, aporticado, sujeto a 4 acelerogramas diferentes



FUENTE: Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002

2.2.4 ANÁLISIS BASADO EN EL DESEMPEÑO PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La relación entre los umbrales de daño descritos por los códigos para definir el desempeño de una estructura ante un sismo y los valores de desplazamiento obtenidos siguiendo el procedimiento IDA se relacionan, dando como resultado el análisis basado en el desempeño.

Este tipo de análisis establece rangos de valores (generalmente de desplazamientos) entre los cuales se pueden apreciar niveles de desempeño que podría tener la estructura ante la ocurrencia de un sismo. La norma ASCE 2017 presenta 3 niveles de desempeño, siendo:

2.2.4.1 OCUPACIÓN INMEDIATA

El estado de daño después de un sismo en el cual se ha producido solo una parte muy limitada de daño estructural. Los sistemas resistentes a carga vertical y lateral conservan casi todas sus características y capacidades. El riesgo de lesiones por falla estructural es insignificante y el edificio es seguro para el ingreso, egreso y ocupación.

2.2.4.2 SEGURIDAD DE VIDA

El estado de daño posterior al terremoto en el que la estructura pudo haber sufrido un daño significativo, pero que sin embargo aún tiene un margen contra el colapso estructural total o parcial. Los principales elementos estructurales no se han desprendido o caído, sin embargo, existe una amenaza de seguridad de vida dentro y fuera del edificio. Se esperaría que se necesiten reparaciones estructurales extensas antes de volver a ocupar el edificio, aunque el daño no siempre pueda ser económicamente reparable.

2.2.4.3 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

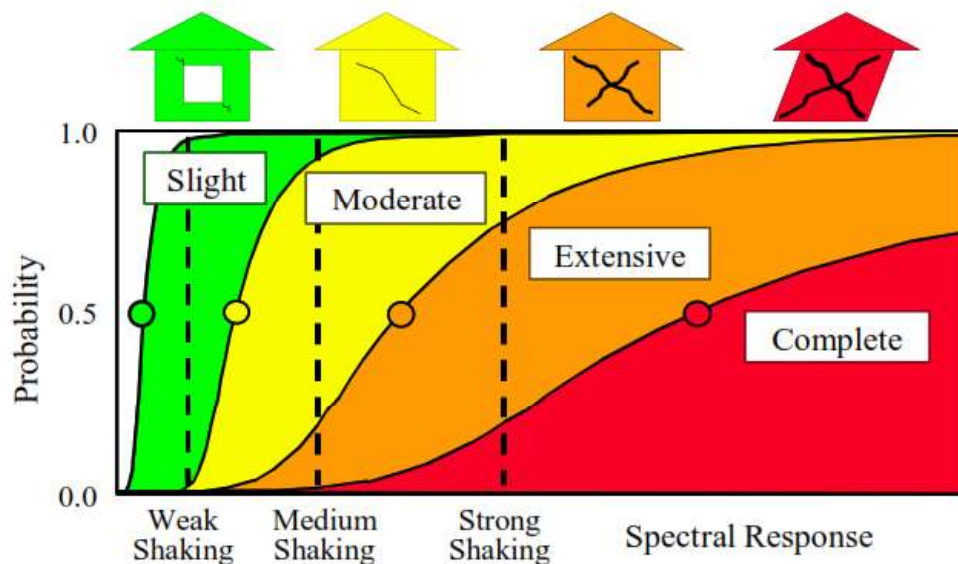
Este nivel posterior al terremoto es el estado de daño límite, en el cual la estructura ha sufrido un daño significativo y hace que esté a punto del colapso total o parcial. Entre los daños estructurales se podrán encontrar una significativa

degradación de la rigidez y daños estructurales en los elementos resistentes a carga lateral. Aunque el edificio siga resistiendo a carga gravitacional existe un gran riesgo de lesiones por colapso tanto dentro como fuera del edificio. Se esperaría que se necesite que la mayor parte de los elementos estructurales sean reparados, sin embargo, estos pueden ser técnica o económicamente no reparables.

2.2.5 ANÁLISIS BASADO EN EL DESEMPEÑO PARA MAMPOSTERIAS

Para poder identificar el daño producido en la mampostería es necesario utilizar indicadores, para este propósito se utiliza las curvas de capacidad o fragilidad (FIGURA 2.4), las cuales al ser sintetizadas nos permiten establecer niveles de daño y trabajar más fácilmente (HAZUS-MH 2.1,2013).

FIGURA 2.4 Curvas de fragilidad de mampostería

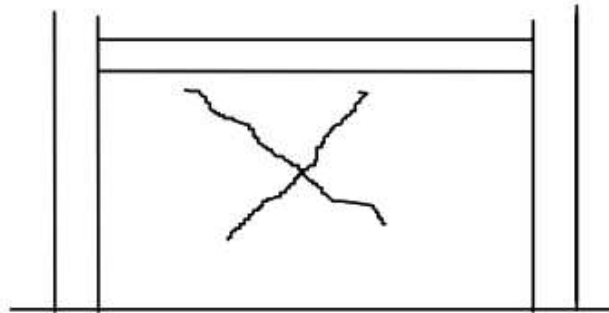


FUENTE: HAZUS-MH 2.1,2013

2.2.5.1 DAÑO LEVE

Dentro de este rango se pueden encontrar las primeras fisuras, siendo estas diagonales y pertenecientes a la ruptura del vínculo entre la mampostería y su mortero de recubrimiento (*FIGURA 2.5*) (FEMA, 1998).

FIGURA 2.5 Daño leve (Primera fisura)

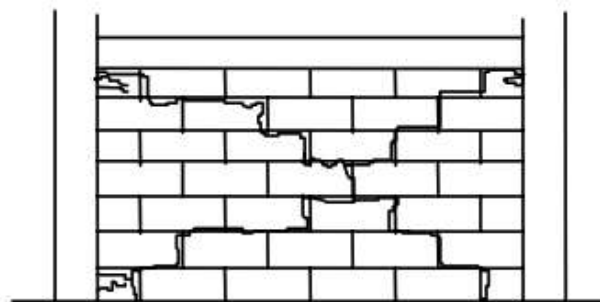


FUENTE: FEMA, 1998

2.2.5.2 DAÑO MODERADO

Dentro de este intervalo como principal característica se encuentra la degradación de la rigidez, siendo esta producida por la generación de grietas a lo largo de las diagonales, formando una especie de escalerilla siguiendo la configuración del mortero (*FIGURA 2.6*) (FEMA, 1998).

FIGURA 2.6 Daño moderado (Degradación de la rigidez)

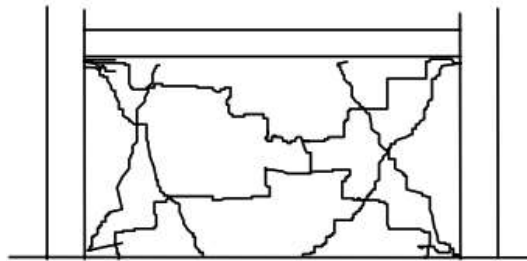


FUENTE:FEMA, 1998

2.2.5.3 DAÑO SEVERO

Generalmente se producen aplastamientos de las esquinas, provocando un ensanchamiento de las juntas de aproximadamente $1/8$ ", se puede observar que a más de las fisuras diagonales, existen fisuras en las unidades de mampostería, todo esto debido a la degradación de la rigidez y la resistencia (*FIGURA 2.6*) (FEMA, 1998).

FIGURA 2.7 Daño severo (Degradación de rigidez y resistencia)

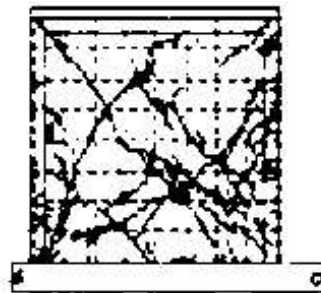


FUENTE: FEMA, 1998

2.2.5.4 COLAPSO

La mampostería prácticamente no aporta rigidez al sistema debido a la presencia de fisuras en toda la longitud del elemento, evidenciando así la nula resistencia de esta (*FIGURA 2.8*) (Ruiz García, 2009).

FIGURA 2.8 Colapso (Daño total de la estructura)



FUENTE: Ruiz García, 2009

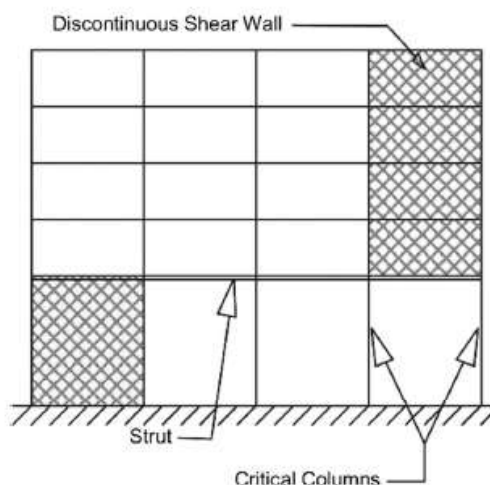
2.2.6 CRITERIO DE IDENTIFICACIÓN DE PATOLOGÍAS SEGÚN LAS NORMAS

La norma (ASCE, 2017) proporciona una lista de deficiencias que se podrían presentar en la configuración estructural, las cuales son:

2.2.6.1 RUTA DE CARGA INCOMPLETA

Una trayectoria de carga completa y continua será necesaria para el correcto desempeño de la estructura ante carga sísmica, por lo cual será preciso identificar las conexiones faltantes en la ruta de carga (*FIGURA 2.9*). Para realizar la evaluación de este parámetro, se deberá buscar la fuente de cargas laterales y luego ver la trayectoria de las fuerzas producidas a través del sistema estructural, desde los diafragmas, hacia los elementos resistentes a cargas laterales, pasando por los nudos hasta la cimentación.

FIGURA 2.9 Discontinuidad vertical en el plano

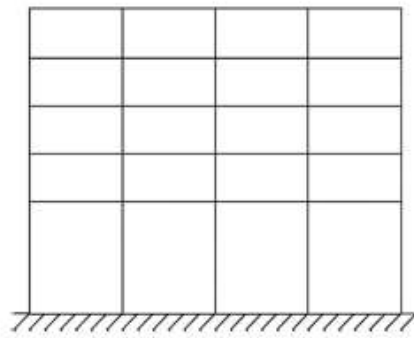


FUENTE: ASCE, 2017

2.2.6.2 IRREGULARIDADES VERTICALES

Este tipo de irregularidad, por lo general sucede en un piso el cual es significativamente más débil, flexible o pesado (debido a la distribución de masa) que los pisos superiores o inferiores. Esta irregularidad normalmente puede deberse a cambios significativos en la configuración estructural como discontinuidad de elementos verticales o cambio en la altura de entrepiso (FIGURA 2.10), sin embargo, a veces surgen debido a cambios más sutiles y difíciles de observar como puede ser el cambio en las dimensiones de la columna.

FIGURA 2.10 Piso blando por cambio de altura de entrepiso

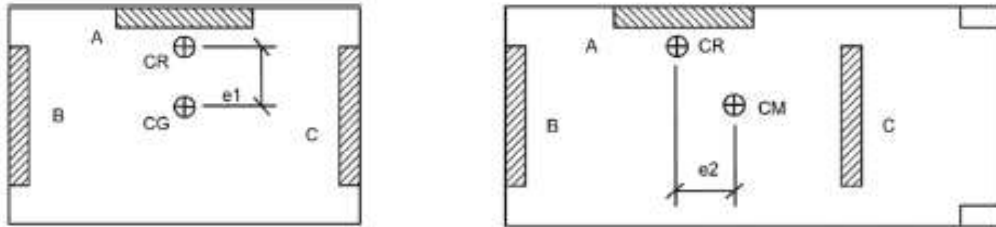


FUENTE: ASCE, 2017

2.2.6.3 IRREGULARIDADES HORIZONTALES

Las irregularidades horizontales por lo general se deben a esquinas entrantes en las losas de los pisos o aberturas en las mismas. Esta irregularidad causa diferencias significativas entre los centros de masas del edificio y rigidez (en uno o más pisos) lo que resultará en la respuesta torsional del edificio ante cargas sísmicas.

FIGURA 2.11 Torsión en planta a causa de Excentricidad en un sentido (Izq) y Excentricidad en ambos sentidos (Der)

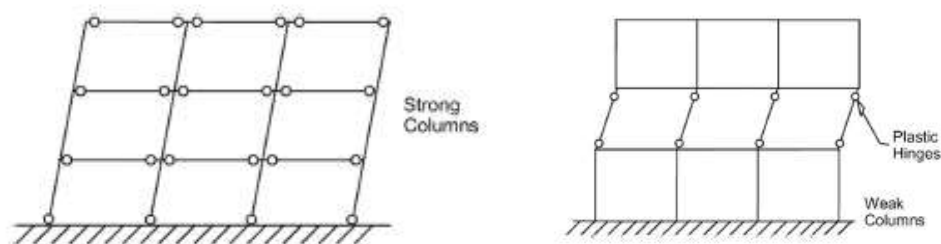


FUENTE: ASCE, 2017

2.2.6.4 COLUMNA DÉBIL, VIGA FUERTE

Para un correcto desempeño de una estructura ante carga sísmica se requiere que se cumpla la condición que la resistencia de la columna sea mayor a la resistencia de la viga, con el fin de garantizar una falla controlada por flexión en vigas (*FIGURA 2.12, Izq*), además de incrementar la capacidad de absorción de energía en un edificio aporricado. En edificios que no cumplen esta condición se desarrolla un mecanismo que crea los efectos $P-\Delta$ y rotaciones en las columnas, lo cual no es deseable ya que después de pocos ciclos las columnas pueden perder su resistencia ante carga gravitatoria. Aunque en algunos casos la plastificación de la columna puede ser tolerada, en la mayoría de los casos, la columna termina perdiendo su estabilidad lateral (*FIGURA 2.12, Der*).

FIGURA 2.12 Formación de rótulas plásticas en Columnas fuertes (Izq) y Columnas débiles (Der)



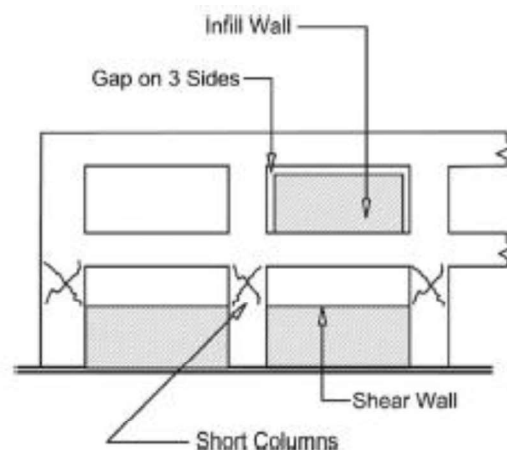
FUENTE: ASCE, 2017

2.2.6.5 COLUMNA CORTA

Las paredes de relleno discontinuo se producen cuando existen ventanas de acceso completo o aberturas de ventilación entre la parte superior la mampostería y la parte inferior de las vigas que conforman el marco o pórtico. La parte de la columna sobre el relleno es una columna corta que puede atraer grandes fuerzas de cizallamiento debido a la mayor rigidez en relación con otras columnas.

Las paredes de relleno parcial desarrollan puntales de compresión con componentes horizontales que son muy excéntricos para las juntas viga-columna, y si no son detalladas adecuadamente, las columnas de concreto pueden sufrir una falla de cizallamiento no dúctil (*FIGURA 2.13*), lo que puede resultar en un colapso parcial de la estructura. Debido a esto, la pared de relleno parcial de mampostería debe aislarse de las columnas para evitar un efecto de "columna corta".

FIGURA 2.13 Columna corta causada por muros de mampostería



FUENTE: ASCE, 2017

CAPÍTULO 3

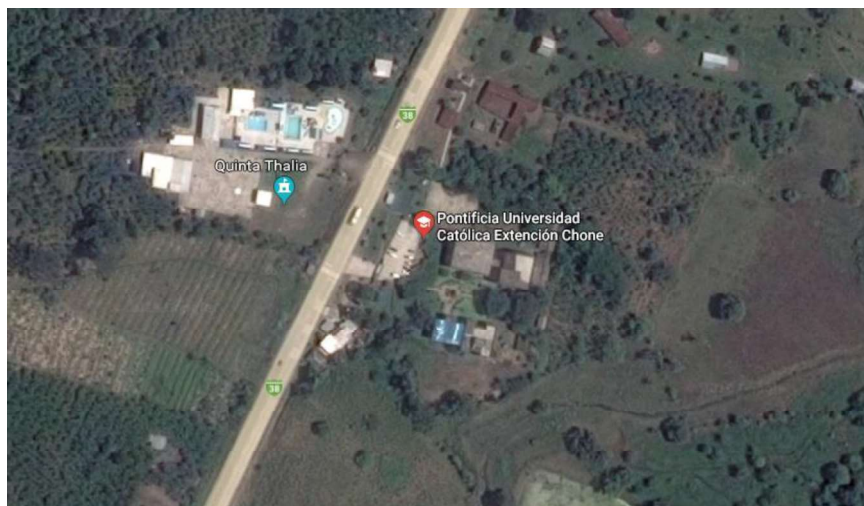
3 MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

3.1.1 UBICACIÓN Y USO DE LAS EDIFICACIONES

Las edificaciones por analizarse se encuentran ubicadas en la ciudad de Chone - Manabí, avenida E38, las cuales pertenecen a la Pontificia Universidad Católica del Ecuador sede Chone.

FIGURA 3.1 Lugar de emplazamiento de las estructuras



Fuente: Google Maps

FOTOGRAFÍA 3.1 Bloque A de la PUCE sede Chone



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

FOTOGRAFÍA 3.2 Bloque B de la PUCE sede Chone



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

3.1.2 MATERIALES Y SISTEMA CONSTRUCTIVO EMPLEADOS

Las estructuras consisten en dos bloques, el bloque administrativo (Bloque A) y el bloque de aulas (Bloque B).

El Bloque A se encuentra conformado en su mayoría por oficinas y una parte de aulas, posee una planta baja, una planta alta y una terraza accesible. El área total de construcción es de 1180 m².

El Bloque B se encuentra conformado por aulas y laboratorios, posee una planta baja, primer piso, planta alta y una terraza accesible. El área total de construcción es de 2630 m²

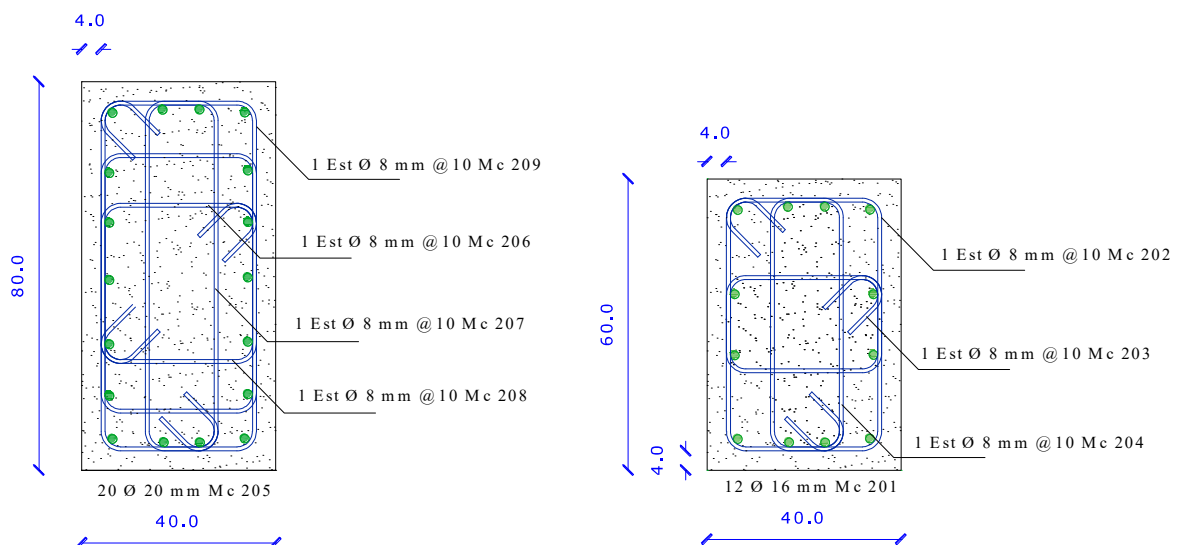
El material utilizado para la construcción de ambas estructuras es mayormente de hormigón armado y el sistema constructivo utilizado consiste en pórticos viga-columnas, losas bidireccionales alivianadas y vigas descolgadas.

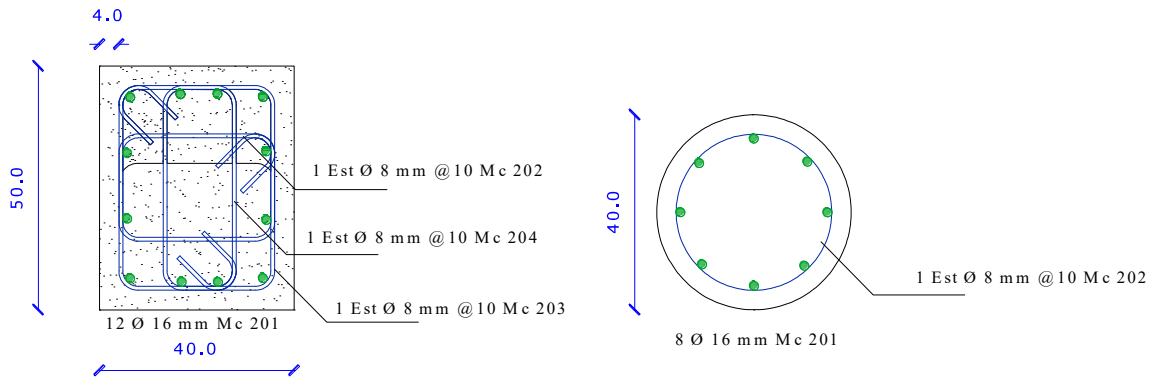
3.1.3 DIMENSIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Las columnas para el bloque A en general son de sección rectangular con dimensiones de 40x50 cm, 40x60 cm, 40x80 cm y una sección circular de 30 cm de diámetro (*FIGURA 3.2*).

Las vigas descolgadas tienen una sección rectangular de 40x60 cm. Las losas tienen 30 cm de espesor con nervaduras de 10 cm y aliviamientos de 60x60x25 cm.

FIGURA 3.2 Secciones de elementos estructurales utilizados en el bloque A



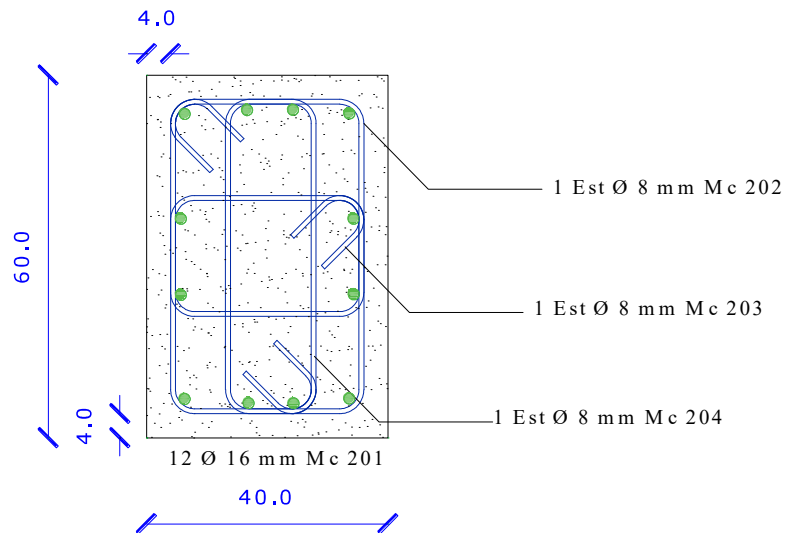


ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Para las columnas del bloque B se tiene una sección rectangular de 40x60 cm (FIGURA 3.3).

Las vigas poseen las mismas características de las vigas utilizadas en el bloque A, al igual que las consideraciones utilizadas para las características de la losa.

FIGURA 3.3 Secciones de elementos estructurales utilizados en el bloque B



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

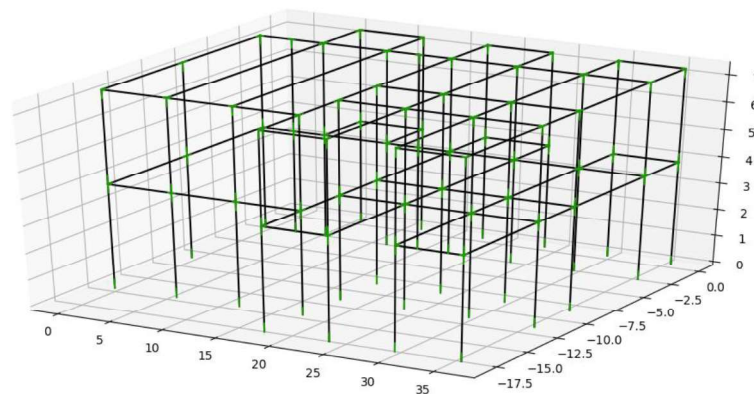
3.2 CARACTERÍSTICAS DE INGRESO PARA EL MODELADO

3.2.1 PARÁMETROS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Para el modelado de las estructuras a estudiar se utilizó los planos arquitectónicos del edificio. En el ANEXO N°1 y ANEXO N°2 encontrados al final del documento se puede visualizar los planos arquitectónicos de las edificaciones junto con sus respectivas dimensiones.

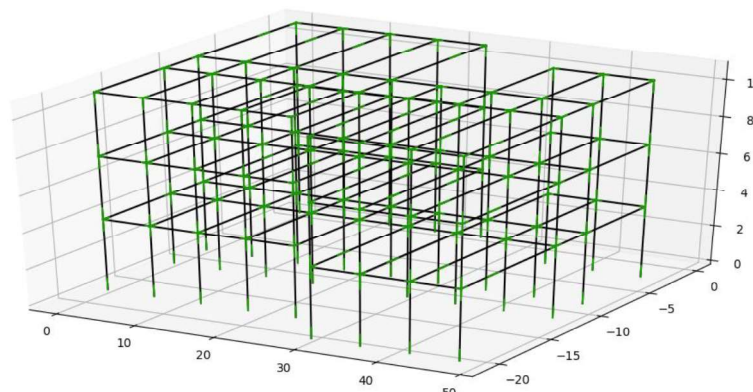
En el ANEXO N° 9 se muestra el modelo estructural utilizado para el bloque A, mientras que en el ANEXO N° 10 se muestra el modelo estructural utilizado para el bloque B, ambos modelos son desarrollados en el programa Opensees.

FIGURA 3.4 Bloque A de la PUCE sede Chone



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.5 Bloque B de la PUCE sede Chone



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Para el análisis de las estructuras, se modelaron ambas en el programa Opensees, permitiendo proporcionar diversas opciones al momento de definir los materiales, tipos de elementos y cargas aplicadas.

Para definir el tipo de material y tipos de elementos se necesita de ciertas características que serán presentadas en esta sección.

3.2.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Las características de los materiales utilizados tanto para vigas como para columnas se encuentran descritos en la TABLA 3.1, estas consideraciones son válidas para ambos bloques.

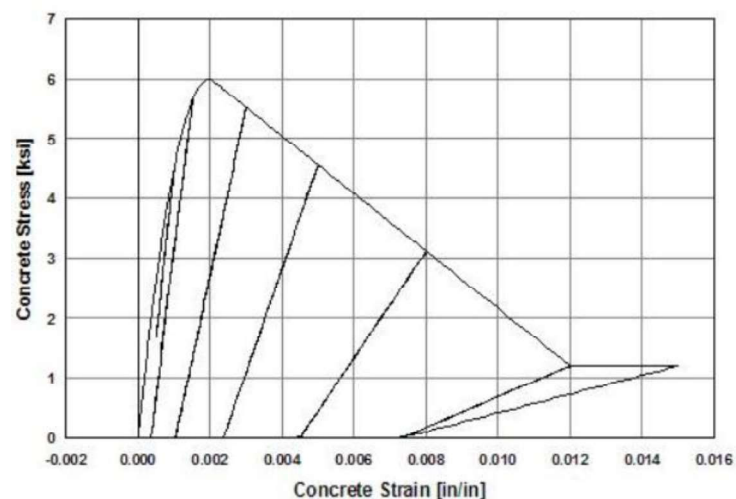
TABLA 3.1 Características de los materiales principales empleados

Material	Peso (kgf/m³)	Resistencia Nominal (Mpa)
Acero de refuerzo	7849	F _y = 420
Hormigón	2400	F' _c = 21

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha,2019

Dentro de la librería de Opensees se puede encontrar múltiples modelos con los cuales se puede definir el comportamiento del hormigón ante carga axial, pero tomando en cuenta la poca información referente al material se utilizó el más básico. Para el análisis realizado se utilizó el modelo de hormigón Concrete01 (*FIGURA 3.6*) el cual asume que el concreto no posee resistencia a la tensión. Es un modelo propuesto por Kent-Scott-Park que toma en cuenta la degradación lineal de rigidez ante carga-descarga de acuerdo a los estudios realizados por Karsan-Jirsa (Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006).

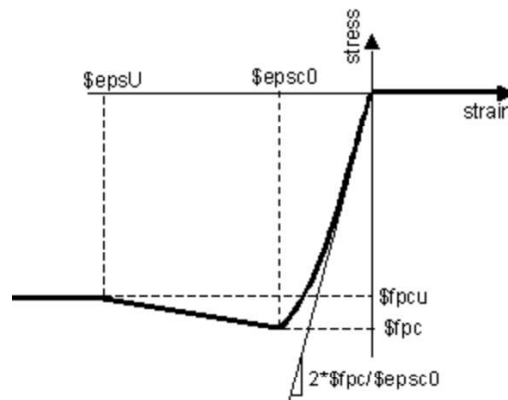
FIGURA 3.6 Curva histerética del modelo CONCRETE 01



FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

Dentro de los datos requeridos para este modelo de concreto (*FIGURA 3.7*) se encuentran: la resistencia del hormigón a los 28 días (f_{pc}), la deformación del concreto en el esfuerzo máximo (ϵ_{psc0}), el esfuerzo de fractura del concreto (f_{pcu}) y deformación del concreto en el esfuerzo de fractura (ϵ_{psu}). Los valores de cada parámetro se encuentran establecidos en la *TABLA 3.2*.

FIGURA 3.7 Curva Esfuerzo vs Deformación - CONCRETE 01



FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

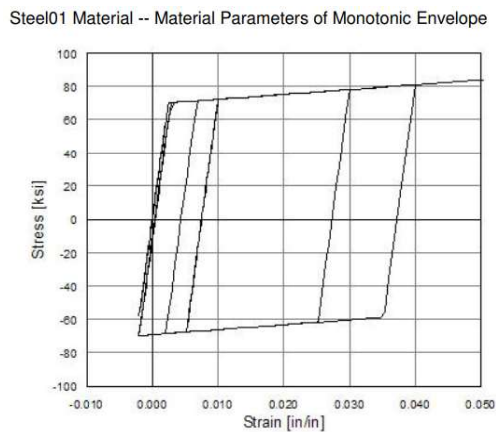
TABLA 3.2 Características del concreto para el modelado

CONCRETO	
fpc	21 MPa
epsc0	0.004
fpcu	17.5 MPa
epsu	0.014

FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

Para definir el acero de refuerzo se utilizó el modelo Steel01 (*FIGURA 3.8*) el cual es un modelo bilineal, uniaxial con endurecimiento cinemático, obteniendo de esta manera una gran eficiencia computacional y facilidad al momento de determinar los parámetros de calibración (Távarez Fadul, 2016).

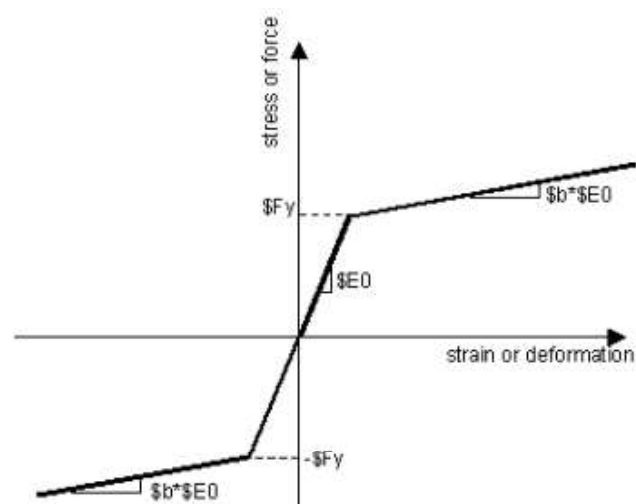
FIGURA 3.8 Curva histerética del acero STEEL 01



FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

Dentro de los datos requeridos para el modelo de acero de refuerzo (*FIGURA 3.9*) se encuentran: Esfuerzo de fluencia (F_y), la tangente inicial elástica (E_0) y la relación de endurecimiento por deformación (b). Los valores de los parámetros utilizados para definir las características del acero se presentan en la *TABLA 3.3*.

FIGURA 3.9 Curva Esfuerzo vs Deformación - STEEL 01



FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

TABLA 3.3 Características del acero de refuerzo para el modelado

ACERO	
Fy	420 MPa
E0	200000 MPa
b	0.01

FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

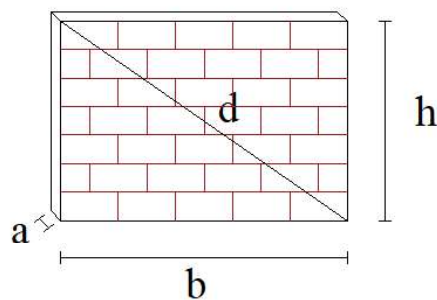
Para definir la mampostería utilizada dentro del modelado se necesita saber las dimensiones de los puntales que las representan, así como sus módulos de elasticidad detallados en la TABLA 3.4 y TABLA 3.5 .

De acuerdo con los estudios de (Grijalva & Narváez, 2018), el módulo de elasticidad más común encontrado en las mamposterías de bloque y ladrillo es de 570 MPa y para las paredes de mampostería que no se encuentran completas se utilizará un módulo de 190 MPa.

También de acuerdo con (Holmes, 1961), el valor del área transversal del puntal se obtiene de una manera aproximada, de la siguiente forma:

$$\text{Área puntal} = a * \frac{d}{3} \quad (1)$$

FIGURA 3.10 Dimensiones de mampostería



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Donde:

b= base de la mampostería

h= altura de la mampostería

d= diagonal de la mampostería

TABLA 3.4 Parámetros para mampostería del bloque A

Parámetros mampostería bloque A			
Nro. de piso	Área (L=6m)	Área (L=3m)	E (MPa)
1	0.412	0.268	570
2	0.4	0.248	570

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

TABLA 3.5 Parámetros para mampostería del bloque B

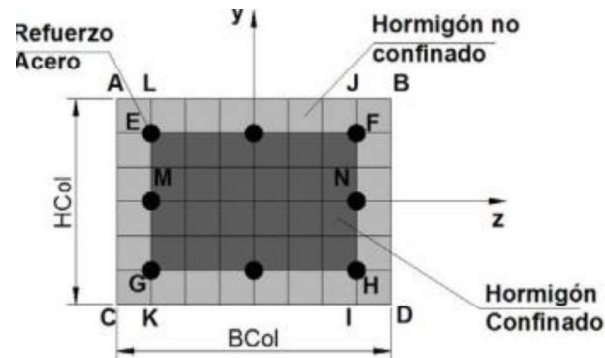
Parámetros mampostería bloque B				
Nro. de piso	Área (L=9m)	Área (L=6m)	Área (L=3m)	E (MPa)
1	0.5711	0.412	0.268	570
2	0.566	0.4	0.248	570
3	0.566	0.4	0.248	190

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

3.2.1.2 CLASES DE ELEMENTOS

Las secciones tanto en vigas como en columnas se las debe subdividir en un número determinado de fibras, las cuales son preestablecidas por el usuario dentro de Opensees, mejorando así el correcto cálculo del equilibrio, el cual se realiza en cada sección de integración del elemento (FIGURA 3.11). Este tipo de subdivisión se realiza con el fin de obtener la integración de la respuesta uni-axial no lineal del material en cada una de las fibras.

FIGURA 3.11 Modelo de definición de fibras en el programa OpenSees



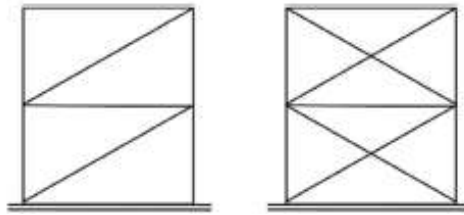
FUENTE: Mazzoni, McKenna, Scott, & Fenves, 2006

La propiedad asignada tanto a vigas como a columnas es la opción `forceBeamColumn`, ya que permite que los elementos puedan trabajar dentro del rango plástico, además de brindar múltiples opciones de integración numérica en la determinación del estado de estos. El proceso de integración utilizado es Gauss-Lobatto debido a que es la forma más común para evaluar la respuesta en elementos `forceBeamColumn`, colocando puntos de integración en cada extremo del elemento, donde se ha evidenciado que los momentos de flexión son mayores (Mazzoni et al., 2006).

3.2.1.3 MAMPOSTERÍA

Los marcos reforzados desarrollan su resistencia a la fuerza sísmica a través de las fuerzas axiales desarrolladas en los miembros de refuerzo diagonales. Los tirantes inducen fuerzas en las vigas y columnas asociadas, y todos están sujetos a esfuerzos que son principalmente axiales. Cuando los tirantes son excéntricos a las juntas de viga-columna, los miembros se someten a cizallamiento y flexión además de las fuerzas axiales (FIGURA 3.12) (ASCE, 2017).

FIGURA 3.12 Modelados de mampostería



FUENTE: ASCE, 2017

Una de las formas más comunes de modelar mamposterías dentro de Opensees es utilizando elementos que soportan compresión, pero poseen una resistencia nula a la tensión, dicho elemento es denominado ElasticNoTension (ENT), permitiendo tomar en cuenta la resistencia que generan las paredes, mejorando la aproximación del comportamiento de las estructuras (Mazzoni et al., 2006).

3.2.1.4 VÍNCULOS INTERNOS

Opensees posee una variedad de vínculos internos; para el desarrollo de este proyecto se ha elegido el Diafragma rígido (rigidDiaphragm), el cual restringe ciertos grados de libertad al nodo maestro con el fin de obtener el mismo resultado con los nodos esclavos, dichos nodos pueden rotar o desplazarse en un plano dado manteniendo su posición relativa. Esto ocurre gracias a que el programa Opensees, al momento de existir un desplazamiento, toma todos los nodos restringidos y los desplaza como si estuvieran unidos a brazos de palanca rígidos, generando de esta manera un vínculo interno de plano rígido (Távarez Fadul, 2016).

Para colocar un diafragma rígido es necesario obtener la ubicación del centro de masa del piso, para lo cual se utilizó las ecuaciones de la dinámica de partículas y de esta manera poder ubicar el nodo maestro en dichas coordenadas.

Las ecuaciones utilizadas para el cálculo del centro de masas son las siguientes:

$$CMx = \frac{\sum_i^N m_i x_i}{\sum_i^N m_i} \quad (2)$$

$$CMy = \frac{\sum_i^N m_i y_i}{\sum_i^N m_i} \quad (3)$$

Donde :

m_i : es la masa del elemento

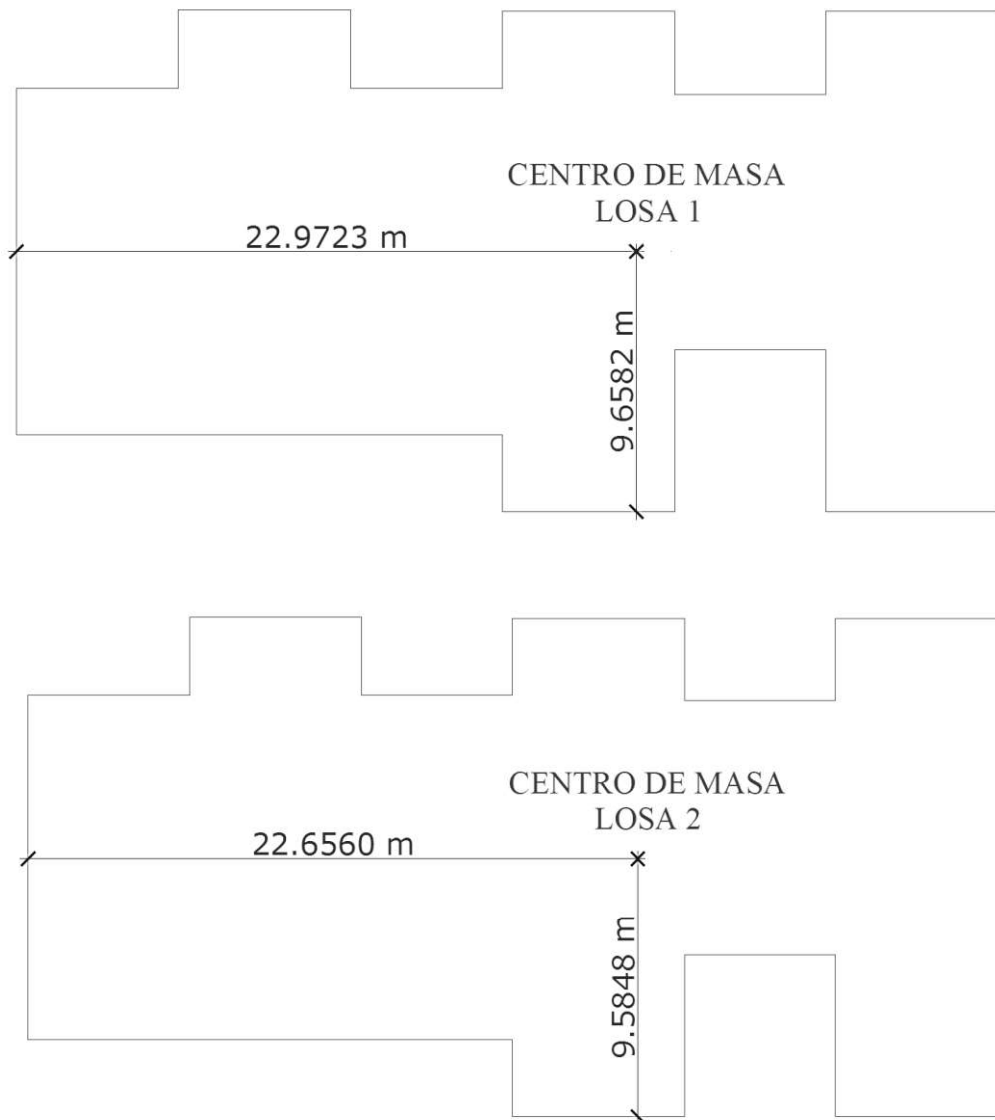
x,y : son las distancias que existe desde el CM del objeto hasta el eje de coordenadas.

CMx: coordenada en x del centro de masa

CMy: coordenada en y del centro de masa

Las coordenadas de los centros de masa del bloque A son las siguientes: para el primer piso se encuentra ubicado en (22.9723; 9.6582) m, para el segundo piso su centro de masa se encuentra en (22.6560 ; 9.5848) m.

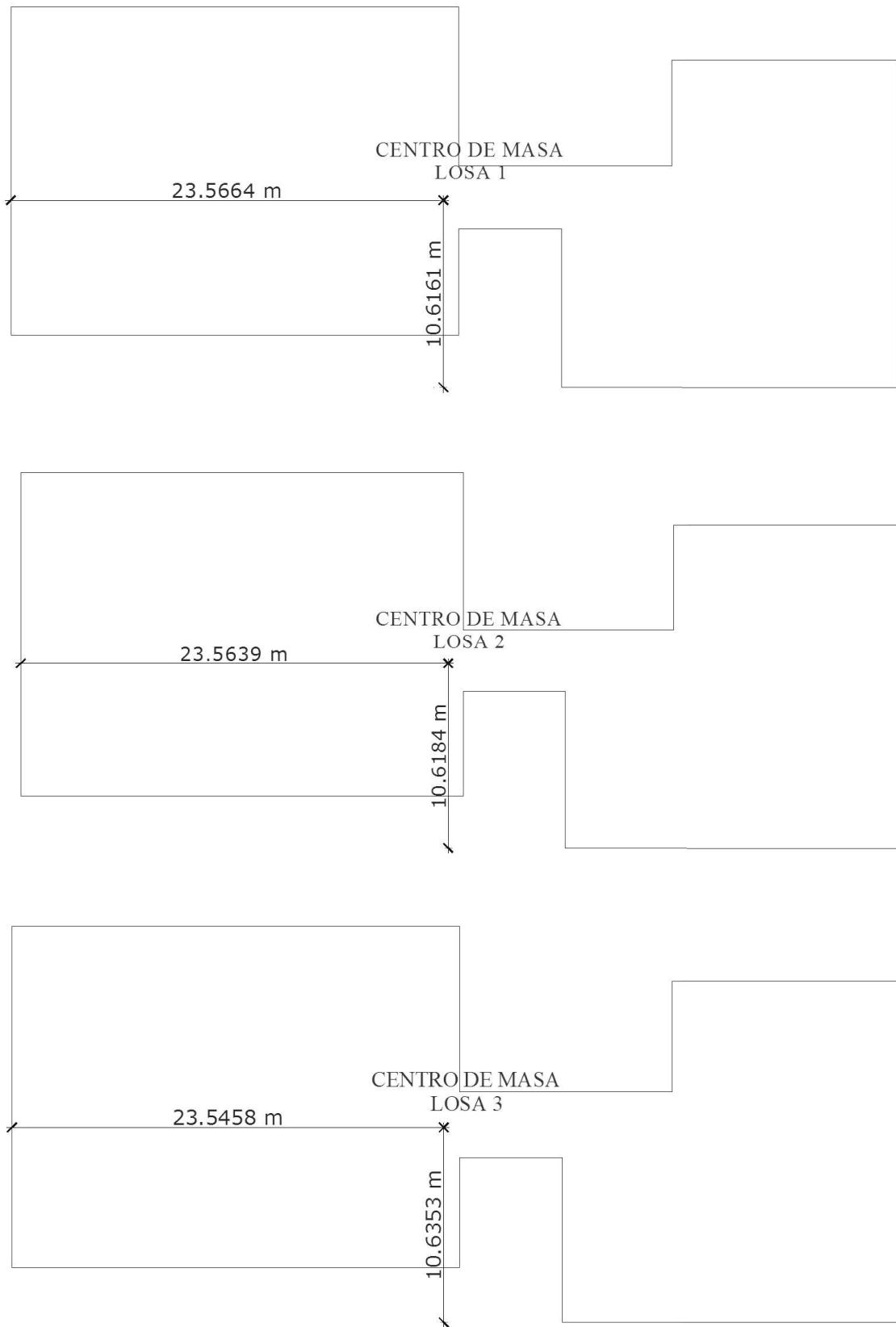
FIGURA 3.13 Centros de masas de las losas del bloque Administrativo



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Para el bloque B las coordenadas del centro de masa son: para el primer piso (23.5664 ;10.6161) m, para el segundo piso en (23.5639 ;10.6184) m y finalmente para el tercer piso se encuentra ubicado en (23.5458 ;10.6353) m.

FIGURA 3.14 Centro de masa de las losas del bloque B



ELABORACIÓN: Cóndor & Yugcha, 2019

3.2.1.5 VÍNCULOS EXTERNOS

Dentro de las consideraciones para el modelado, es importante definir las condiciones de borde. Los vínculos externos son los que representan dicha consideración, por consiguiente, debido a que la estructura del bloque A no presentó ningún tipo de asentamiento se restringirán los nodos de la base en todos sus grados de libertad (x,y,z,rx,ry,rz).

En el bloque B se pudo observar que existen asentamientos en los costados de la estructura. De acuerdo con las observaciones de campo se estima que el asentamiento máximo que sufrió la estructura es de 10 cm, utilizando las reacciones máximas del modelo con empotramiento, el desplazamiento anteriormente estimado y el área de zapata para cada columna, se procede a calcular el módulo de elasticidad de los resortes utilizados, de esta manera mejorando la estimación de giros y derivas de la estructura, así:

$$K_s = \frac{\text{Reacción}}{\text{Área(zapata)} * \text{Asentamiento}} \quad (4)$$

TABLA 3.6 Módulos de elasticidad Ks para las diferentes zapatas del bloque B

# Columna	b	h	Área	Reacción	asentamiento	Ks
13	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	0.64 MN	0.10 m	6
22	2.50 m	2.00 m	5.00 m ²	0.74 MN	0.10 m	1
31	2.50 m	2.00 m	5.00 m ²	0.65 MN	0.10 m	1
44	2.50 m	2.50 m	6.25 m ²	0.55 MN	0.10 m	1
43	3.00 m	3.00 m	9.00 m ²	0.93 MN	0.10 m	1
42	3.00 m	3.00 m	9.00 m ²	0.93 MN	0.10 m	1
41	2.50 m	2.50 m	6.25 m ²	0.56 MN	0.10 m	1
36	2.00 m	2.00 m	4.00 m ²	0.66 MN	0.10 m	2

35	2.50 m	2.50 m	6.25 m ²	1.11 MN	0.10 m	2
34	2.50 m	2.50 m	6.25 m ²	1.09 MN	0.10 m	2
33	2.50 m	2.50 m	6.25 m ²	1.04 MN	0.10 m	2
32	1.00 m	1.00 m	1.00 m ²	0.67 MN	0.10 m	7

ELABORACIÓN: Cónдор & Yugcha, 2019

El módulo utilizado para el modelado es el valor de 7, con el fin de garantizar el desplazamiento máximo de 10 cm.

El comando utilizado para el modelado de los asentamientos es el (ZeroLengthElement) con un material elástico cuyo modulo Ks se detalla en la

TABLA 3.6.

3.2.2 DEFINICIÓN DE MASAS

Para la definición de las masas que se encuentran distribuidas dentro de las estructuras, se tomó en cuenta: paredes y elementos estructurales (vigas, columnas y losas), tomando en cuenta consideraciones de la NEC 15.

Existen diferentes modelos de paredes encontradas dentro de las estructuras, las cuales se utilizaron para calcular las masas por metro cuadrado que aportan para su respectiva estructura, para cada uno de ellos se tomaron los valores de pesos de materiales expuestos en la norma NEC 2015, para posteriormente dividirlos para la gravedad ($g=9,8 \text{ m/s}^2$) y obtener el valor de masas por metro cuadrado.

- **Modelo de pared N:1.** - de ladrillo hueco (*FOTOGRAFÍA 3.3*), encontrado en la mayoría de las paredes de las estructuras con masa por metro cuadrado de 0,164 toneladas. Para determinar este valor se tomó en cuenta la masa del ladrillo y el mortero.

FOTOGRAFÍA 3.3 Modelo de pared N:1



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

- **Modelo de pared N:2.** - de bloque (*FOTOGRAFÍA 3.4*), encontrada con muy poca frecuencia dentro de las estructuras con masa por metro cuadrado de 0,2167 toneladas. Para determinar este valor se tomó en cuenta la masa del masillado, bloque y mortero.

FOTOGRAFÍA 3.4 Modelo de pared N:2



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

- **Modelo de pared N:3.** – pared celosía (*FOTOGRAFÍA 3.5*), encontrada en algunos sectores dentro de las estructuras y su valor por metro cuadrado es de 0,157 toneladas. Para determinar este valor se tomó en cuenta la masa de las celosías y el mortero.

FOTOGRAFÍA 3.5 Modelo de pared N:3



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

- **Modelo de pared N:4.** - de bloques de vidrio (*FOTOGRAFÍA 3.6*), utilizadas para brindar claridad a sectores como gradas y salones, su valor por metro cuadrado es de 0,0731 toneladas. Para determinar este valor se tomó en cuenta la masa de los bloques de vidrio y el mortero.

FOTOGRAFÍA 3.6 Modelo de pared N:4



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

Para determinar las masas que aportan las losas, se utilizó dos modelos diferentes, el primer modelo de losas se utilizó en las dos estructuras y el segundo modelo únicamente en el bloque A.

- **Modelo de losa N:1.** - losa alivianada la cual posee una loseta de 5 centímetros, y hormigón para los nervios en forma rectangular de 10 por 25

centímetros (*FOTOGRAFÍA 3.7*), siendo su masa por metro cuadrado de 0,375 toneladas.

FOTOGRAFÍA 3.7 Modelo de losa N:1



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

- **Modelo de losa N:2.** - losa alivianada la cual, en comparación con el modelo N:1, no posee la loseta de 5 centímetros y únicamente tiene nervios de hormigón en forma rectangular de 10 por 30 centímetros (*FOTOGRAFÍA 3.8*). Siendo su masa por m² de 0,306 toneladas.

FOTOGRAFÍA 3.8 Modelo de losa N:2



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

Finalmente, para la determinación de las masas de columnas y vigas se utilizó el volumen y su densidad.

3.2.2.1 MASAS DEL BLOQUE A

Tomando en cuenta la variedad de elementos que se encuentran en la estructura se determinó el aporte de masa por piso. El primer piso posee una masa de 259.35 toneladas, mientras que el aporte de masa del segundo piso es de 319.18 toneladas.

3.2.2.2 MASAS DEL BLOQUE B

Los valores encontrados para esta estructura se encuentran definidos de la siguiente manera: El primer piso posee una masa de 584.41 toneladas, el aporte de masa del segundo piso es de 573.07 toneladas y para el tercer piso su masa es de 538.38 toneladas.

3.2.3 DEFINICIÓN DE CARGAS VERTICALES

Los valores determinados de cargas verticales (VER ANEXO N° 7 Y ANEXO N° 8) repartidas en las vigas se determinaron definiendo: las cargas por metro cuadrado de las losas, el peso propio de las vigas, las cargas que aportan las paredes en las diferentes vigas y la carga viva definida en la NEC 15.

Dentro de las consideraciones de la carga vertical distribuida, se asumió que es una carga rectangular, para lo cual se utilizó los conceptos de carga rectangular equivalente (Roberto Aguiar, 2014), en donde se puede encontrar:

Para carga triangular:

$$P_o = \frac{w * s}{3} \quad (5)$$

Para cargas trapezoidal:

$$P_o = \frac{w * s}{3} * \left(\frac{3 - (s/L)^2}{2} \right) \quad (6)$$

Siendo:

Po: La carga por unidad de longitud (tf/m)

w: La carga por unidad de superficie (tf/m²)

s: La menor dimensión del panel analizado (m)

L: La longitud mayor del panel analizado (m)

Para las cargas verticales puntuales su valor es determinado por el peso de las columnas (VER ANEXO N° 7 Y ANEXO N° 8) y ubicadas en sus respectivos nudos.

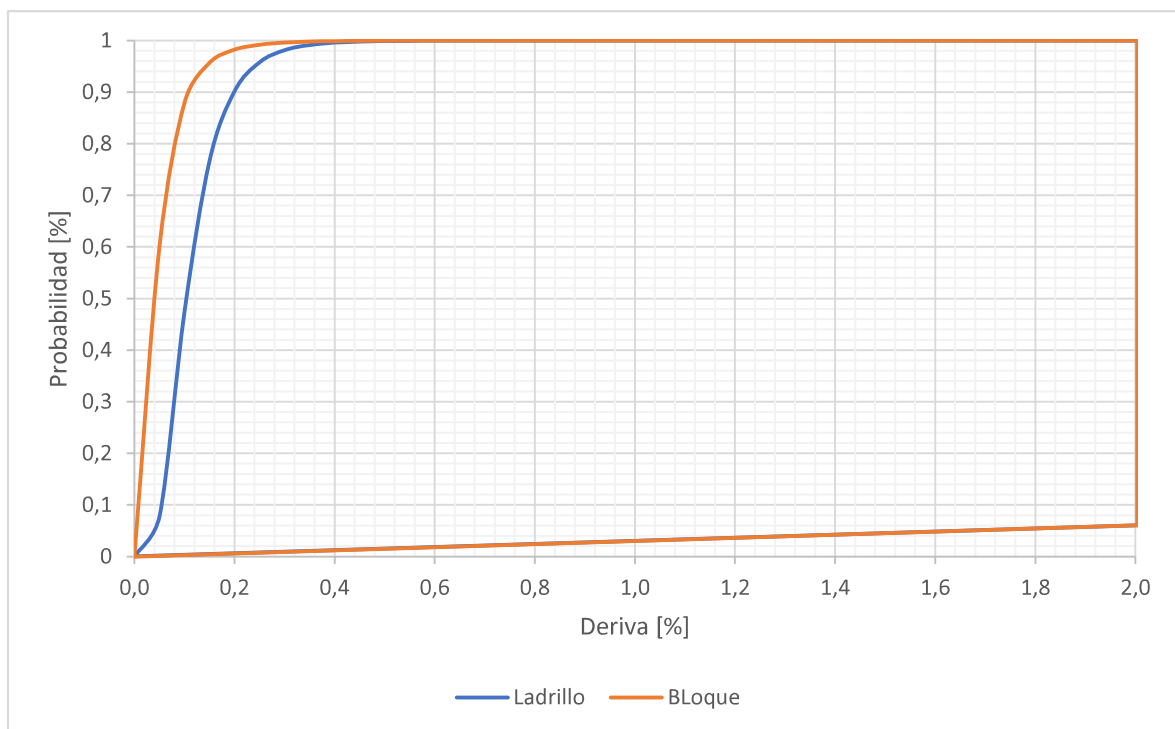
3.2.4 CRITERIO DE ACEPTACIÓN DEL MODELADO

Para aceptar el modelo computacional, se tomará en cuenta dos variables, los daños en mamposterías y daños en elementos estructurales, ambos deben ser semejantes a los que ocurrieron en la realidad después del sismo.

3.2.4.1 MAMPOSTERÍAS

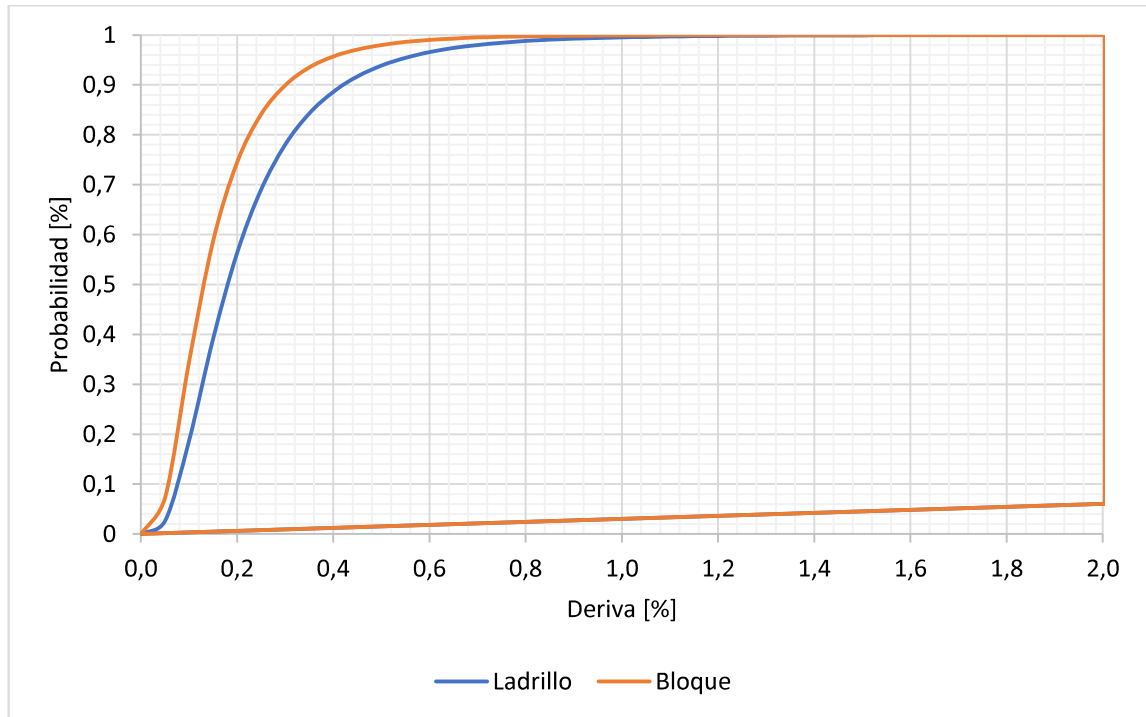
Para el análisis de las medidas de daño en mamposterías se tomó en cuenta como parámetro principal la deriva de cada uno de los pisos de los bloques. Este parámetro fue analizado por (Grijalva & Narváez, 2018), los cuales se basaron en cuatro niveles de daño para mamposterías, definidas en el subcapítulo 2.2.5, y que generaron además curvas de fragilidad tanto para bloque como para ladrillo en relación con la deriva de piso, las cuales se pueden observar en las siguientes figuras.

FIGURA 3.15 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Daño Leve



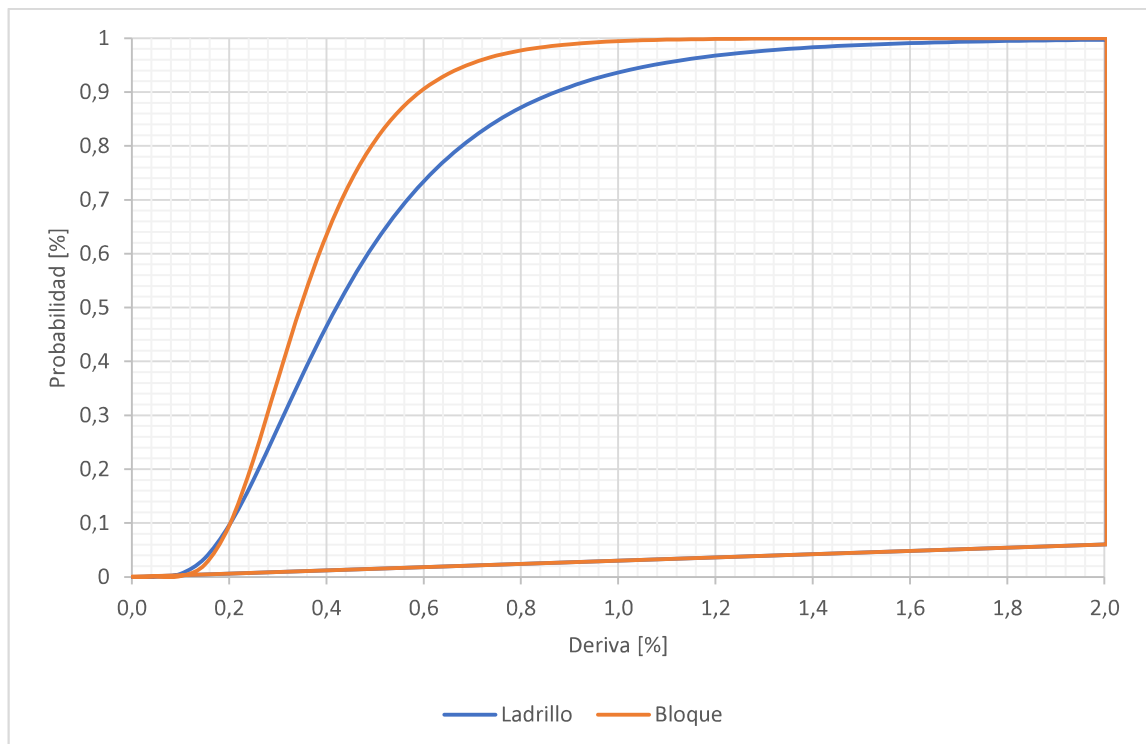
ELABORACIÓN: Grijalva & Narváez, 2018

FIGURA 3.16 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Daño Moderado



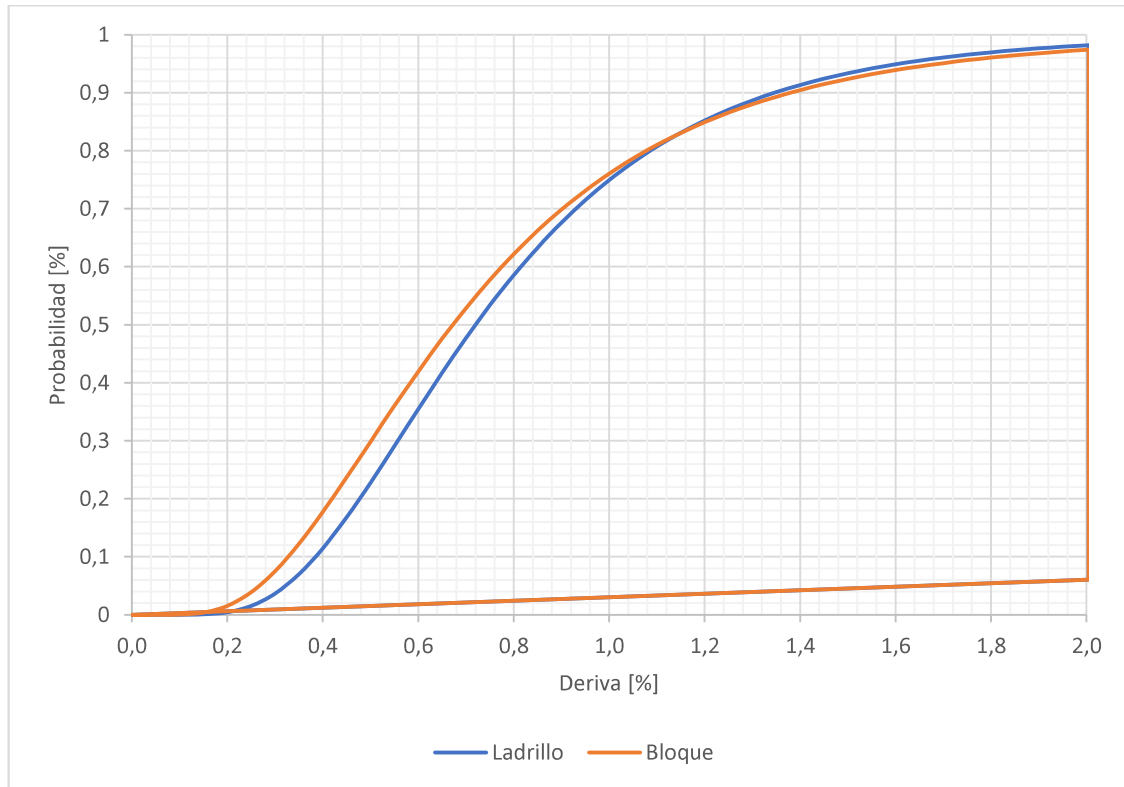
ELABORACIÓN: Grijalva & Narváez, 2018

FIGURA 3.17 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Daño Severo



ELABORACIÓN: Grijalva & Narváez, 2018

FIGURA 3.18 Curvas de fragilidad para ladrillo y bloque - Colapso



ELABORACIÓN: Grijalva & Narváez, 2018

3.2.4.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el análisis de los daños en elementos estructurales se tomó en cuenta como parámetro principal la rotación, tanto en la base como en la cabeza de cada columna, ya que se pudo evidenciar anteriormente que los elementos estructurales críticos son las columnas y por ende deben ser el foco principal de análisis, dicho parámetro se encuentra estudiado a profundidad en la norma (ASCE, 2017) en la cual se genera valores límites de giro para los tres estados de daño posibles tal como Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP), a través de las siguientes fórmulas:

$$\alpha = \left(\frac{1\rho_t f_{ytE}}{8\rho_l f_{ylE}} \right) \leq 0.025 \quad (7)$$

$$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12\rho_t \right) \geq a ; \leq 0.06 \quad (8)$$

IO	LS	CP
0	0.5 b	0.7 b

Donde:

ρ_t = cuantía de acero transversal

ρ_l = cuantía de acero longitudinal

f_{ytE} = esfuerzo de fluencia del acero transversal

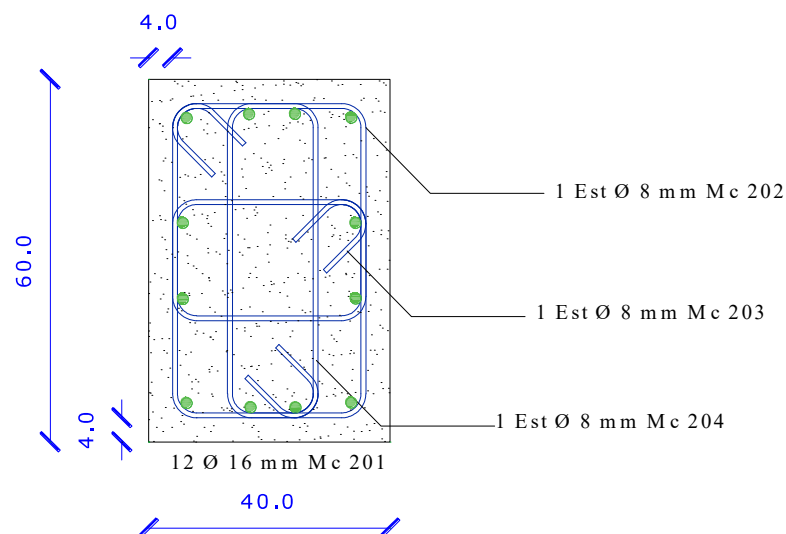
f_{ylE} = esfuerzo de fluencia de acero longitudinal

N_{UD} = fuerza axial de diseño

A_g = área transversal del elemento

f'_{cE} = resistencia esperada a compresión del hormigón

Para la columna tipo del bloque B:



$$\rho_t = 0.000930$$

$$\rho_l = 0.012723$$

$$f_{ytE} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{ylE} = 420 \text{ MPa}$$

$$N_{UD} = 0.64 \text{ MN}$$

$$f'_{cE} = 21 \text{ MPa}$$

$$a = \left(\frac{1 \cdot 0.000930 \cdot 420}{8 \cdot 0.012723 \cdot 420} \right) \leq 0.025 \qquad a = 0.009144$$

$$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{0.64}{0.4 \cdot 0.6 \cdot 21} + 12 \cdot 0.00093084 \right) \geq a ; \leq 0.06 \qquad b = 0.012376$$

TABLA 3.7 Valores límite de desempeño (rotaciones) Bloque B

IO	LS	CP
0	0.00618823	0.00866352

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Siguiendo el mismo procedimiento para las columnas del bloque Administrativo se tiene:

TABLA 3.8 Valores límite de desempeño (rotaciones) Bloque Administrativo

COLUMNA	IO	LS	CP
40x50	0	0.00510886	0.007152408
40x60	0	0.00618823	0.008663519
40x80	0	0.00753743	0.010552408
r 30	0	0.00452271	0.006331796

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

3.3 ESCALAMIENTO DEL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 UTILIZANDO EL PROGRAMA COMPUTACIONAL OPENSEES

3.3.1 ALGORITMO IDA

Aunque el método IDA teóricamente puede resultar muy simple, este puede incurrir en demandas computacionales muy altas, ya que, al querer obtener múltiples puntos para generar una curva IDA más continua, generaremos más registros sísmicos escalados y con ello mayores análisis tiempo historia, esto

tomando en cuenta que se realiza el análisis IDA para sólo un registro, ya que si se tomara para múltiples registros el costo computacional sería aún mayor.

Con el propósito de disminuir el problema antes mencionado se ha generado un algoritmo que busca una distribución de puntos acorde a la necesidad del análisis, lo cual significa una concentración mayor de puntos al iniciar y al finalizar curva, al iniciar para poder identificar con mayor exactitud el momento donde existe el primer quiebre de la línea, es decir donde la estructura entra en el rango plástico, y al finalizar para identificar el punto de falla. El algoritmo consta de tres pasos en los cuales se logra una curva con puntos adecuadamente distribuidos y demandas computacionales moderadas.

En la primera etapa se debe desarrollar una serie ya sea geométrica o cuadrática también llamada “hunting phase” (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002) la cual generará la línea elástica de la estructura en unas pocas corridas del programa y además realizará iteraciones hasta llegar a un primer punto de colapso.

Repetir:

Incrementar el IM por un paso.

Escalar el registro sísmico, correr el análisis y obtener DM(s).

Incrementar el paso.

Hasta: que el colapso sea alcanzado.

Para nuestro caso de estudio se optó por tomar los valores especificados en la *TABLA 3.9* para generar los IM(s) en base a los cuales se escalará el registro sísmico.

TABLA 3.9 Parámetros iniciales para establecer el algoritmo IDA

IM inicial	0.003	PGA
Paso constante (PC)	0.1	su
Paso geométrico (PG)	0.05	su

FUENTE: Córdor & Yugcha, 2019

Por lo que la ecuación para obtener el IM siguiente será:

$$IM_{i+1} = IM_i + PC + PG * (i - 2) \quad (9)$$

Para la segunda etapa, se buscará tener una mayor exactitud en el punto de falla de la estructura, para lo cual se realizará una serie de bisección entre el primer punto de colapso y el último punto de convergencia, ambos obtenidos en la primera etapa.

Repetir:

Seleccionar un IM en el rango entre el primer punto de colapso (PPC) y el último punto de convergencia (UCo).

Escalar el registro sísmico, correr el análisis y obtener DM(s).

Hasta: que la brecha entre el último punto de convergencia y el más bajo punto de colapso sean menor a una tolerancia establecida.

$$IM = \frac{PPC - UCo}{3} \quad (10)$$

La tercera etapa servirá para volver atrás y rellenar las brechas que se originaron con los puntos creados siguiendo los pasos anteriormente establecidos, lo cual nos brindará la posibilidad de mejorar la estimación de la demanda que soporta la estructura en cada paso de análisis. Esta etapa podría resultar innecesaria si se

quisiera únicamente saber la capacidad de la estructura, pues hasta la segunda etapa ya sabríamos dicho punto.

Repetir:

Seleccionar un IM que reduzca la brecha más grande entre los niveles de IM corridos

Escalar el registro sísmico, correr el análisis y obtener DM(s).

Hasta: que la brecha más grande entre puntos de convergencia sea menor a la tolerancia.

$$IM = \frac{IM_i + IM_{i+1}}{2} \quad (11)$$

Cuando las tres etapas son realizadas de manera consecutiva se logra un procesamiento eficiente también denominado como “Hunt and fill” (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002), el cual desarrolla pequeños saltos al inicio que progresivamente van haciéndose más grande, creando brechas importantes entre los valores de IM(s), y luego rellena dichas brechas para mejorar la estimación de capacidad y demanda.

3.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON LOS REGISTROS ESCALADOS

3.4.1 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DEL BLOQUE ADMINISTRATIVO EN BASE AL REGISTRO ESCALADO MEDIANTE EL MÉTODO IDA

3.4.1.1 IDENTIFICACIÓN DEL ELEMENTO CRITICO

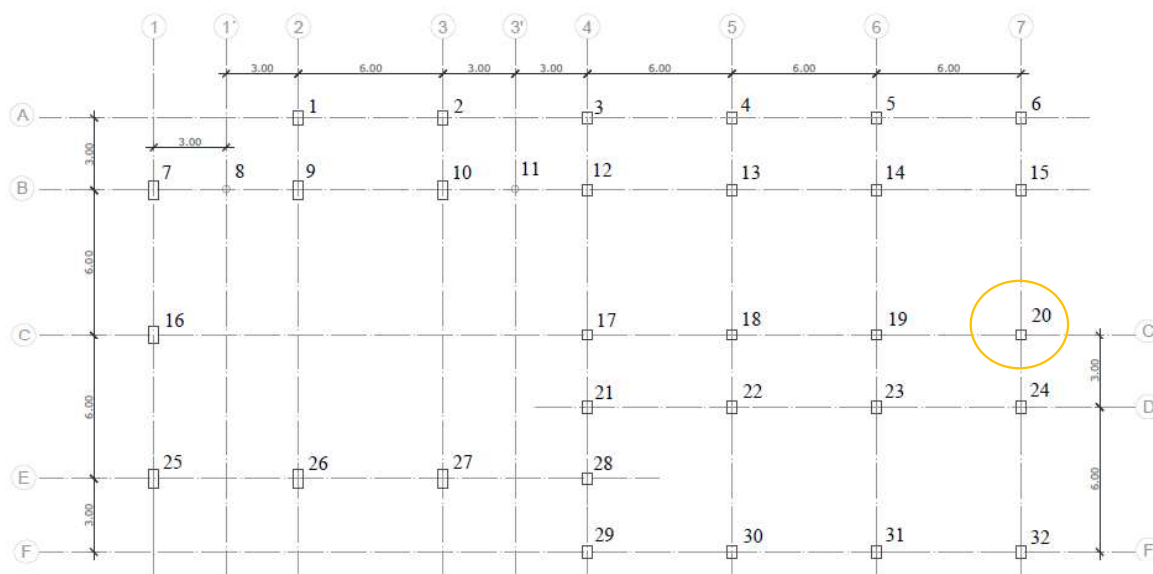
Para la identificación de este elemento se realizó el análisis dinámico incremental del bloque A de la PUCE utilizando el registro sísmico escalado, obteniendo de esta manera el punto en el cual la estructura llegó al colapso.

Una vez identificado el punto de colapso e identificados los diferentes tipos de elementos que existen dentro de la estructura, se procedió a encontrar el elemento que posee el mayor valor de giro.

3.4.2 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 - ROTACIONES

El elemento crítico para el bloque A de la PUCE es la columna 20 en el primer piso (*FIGURA 3.19*), los giros del elemento junto con su PGA se encuentran detallados en la (*TABLA 3.10*).

FIGURA 3.19 Ubicación del elemento crítico del bloque A



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

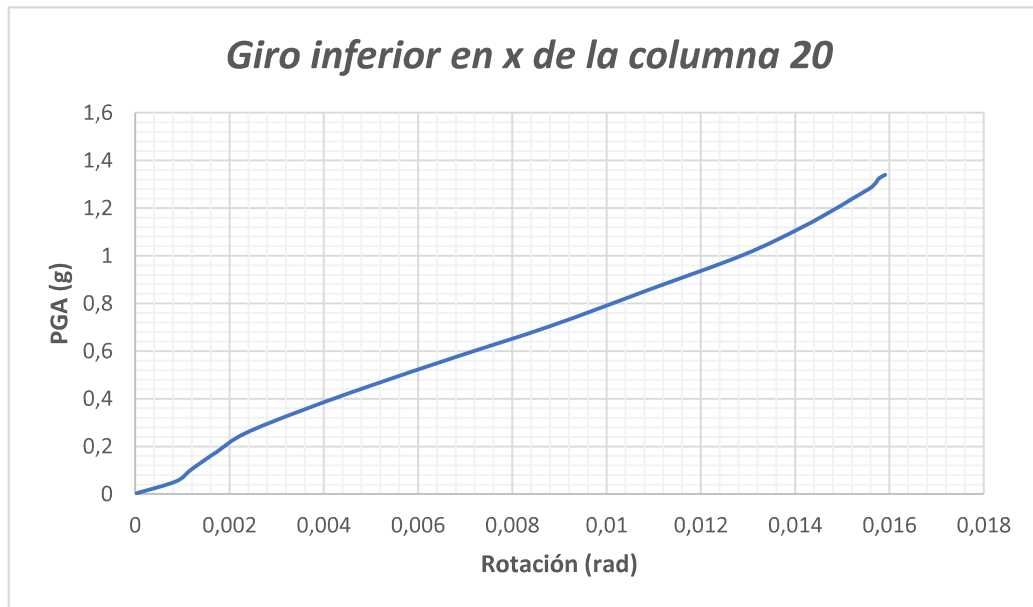
TABLA 3.10 Valores de rotaciones en función del PGA, columna 20 del bloque administrativo

PGA	Giros de la columna			
	inferior en x	inferior en y	superior en x	superior en y
0.003	2.54009E-05	5.90761E-05	0.000252394	0.000298236
0.053	0.000860891	0.000611369	0.000730698	0.000414474
0.103	0.001187394	0.001319217	0.001024138	0.000468716
0.178	0.001734667	0.001824862	0.001504135	0.00051728
0.253	0.00231553	0.002142754	0.001939255	0.000532031
0.353	0.003558801	0.002794513	0.00278813	0.000573453
0.453	0.004968024	0.003400116	0.00379119	0.000608482
0.578	0.006845475	0.004890945	0.005476652	0.000834751
0.703	0.008780226	0.006783894	0.007568436	0.001593028
0.853	0.010840258	0.008988847	0.009867768	0.003550857
1.003	0.012884493	0.011728657	0.011670372	0.00552301
1.119	0.01414031	0.013936697	0.012522183	0.007243546
1.197	0.014859467	0.015231242	0.013407063	0.008016339
1.249	0.015288914	0.015869341	0.013995924	0.00856249
1.283	0.015588537	0.016363858	0.014205791	0.008816239
1.306	0.01570971	0.016663288	0.014253468	0.008969757
1.322	0.015767252	0.016826265	0.014343885	0.009119415
1.333	0.015845835	0.017034467	0.014413431	0.009241351
1.34	0.015909236	0.0169857	0.014458273	0.009210272

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

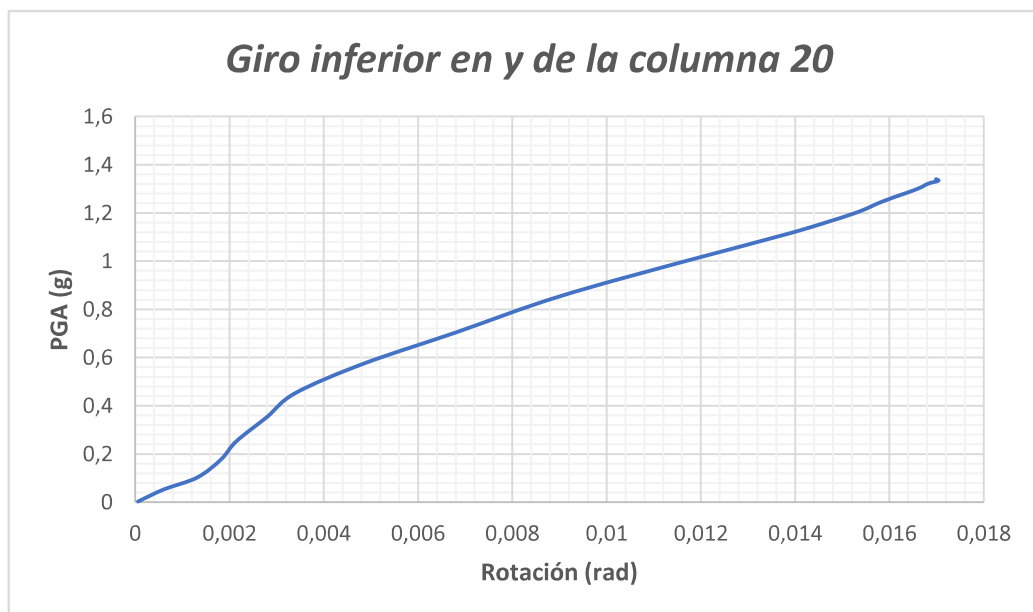
Las Curvas IDA producto de este proceso son las siguientes:

FIGURA 3.20 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo inferior en X



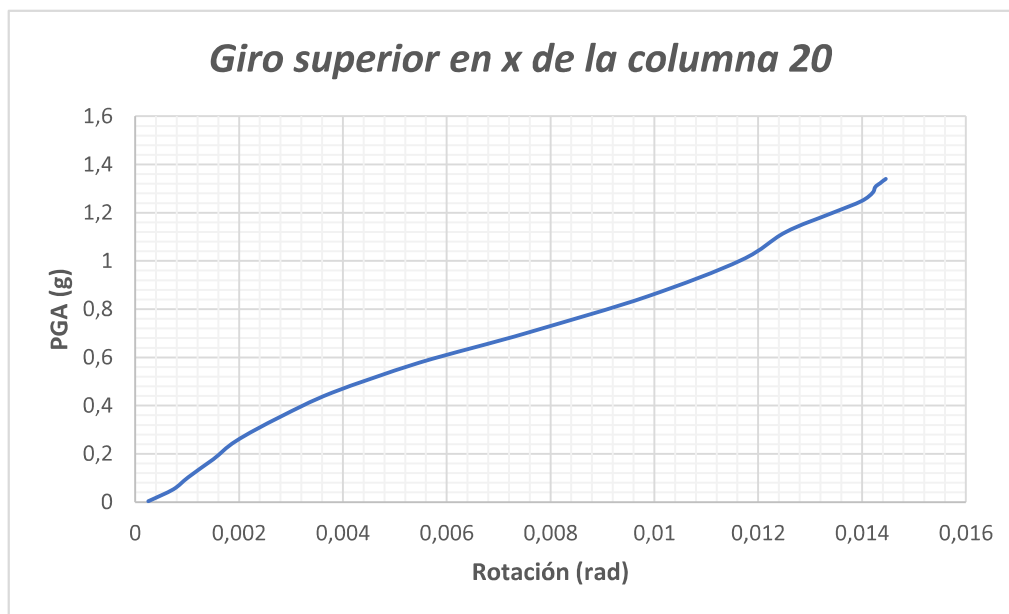
ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.21 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo inferior en Y



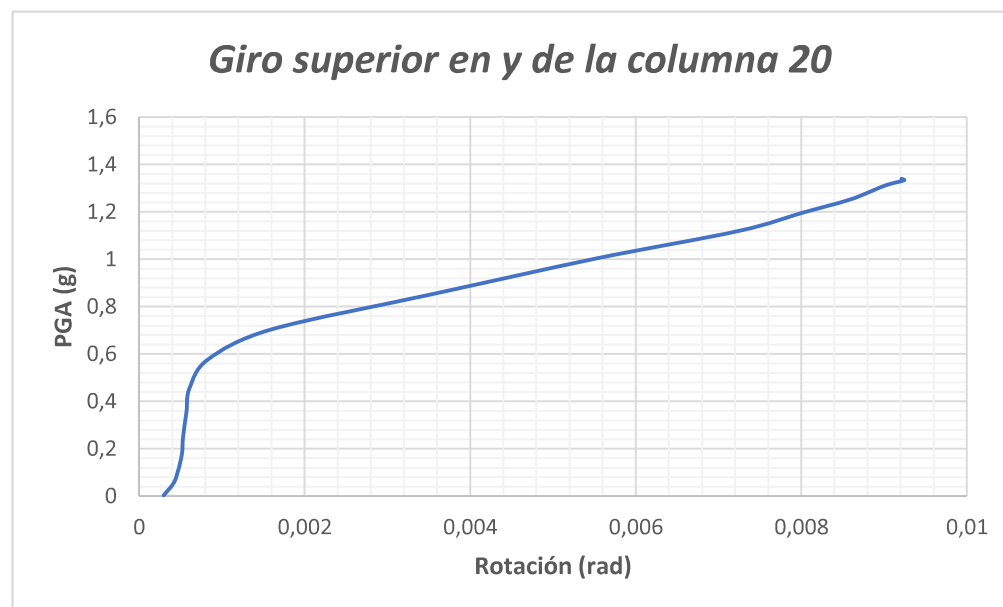
ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.22 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo superior en X



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.23 Curva IDA columna 20 del Bloque administrativo superior en Y



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

En el ANEXO N°11 se encuentran las curvas IDA de todas las columnas pertenecientes al primer piso del bloque administrativo.

3.4.3 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 – DERIVAS

A continuación, se detallan las curvas IDA (PGA vs Deriva) en ambas direcciones del primer piso del bloque administrativo.

FIGURA 3.24 Curva IDA (PGA vs Deriva en X) del Bloque A



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.25 Curva IDA (PGA vs Deriva en Y) del Bloque A



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

En el ANEXO N°13 se encuentran las curvas IDA (PGA vs Deriva) de todos los pisos del bloque administrativo.

3.4.4 ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DEL BLOQUE B EN BASE AL REGISTRO ESCALADO MEDIANTE EL MÉTODO IDA

3.4.4.1 IDENTIFICACIÓN DEL ELEMENTO CRITICO

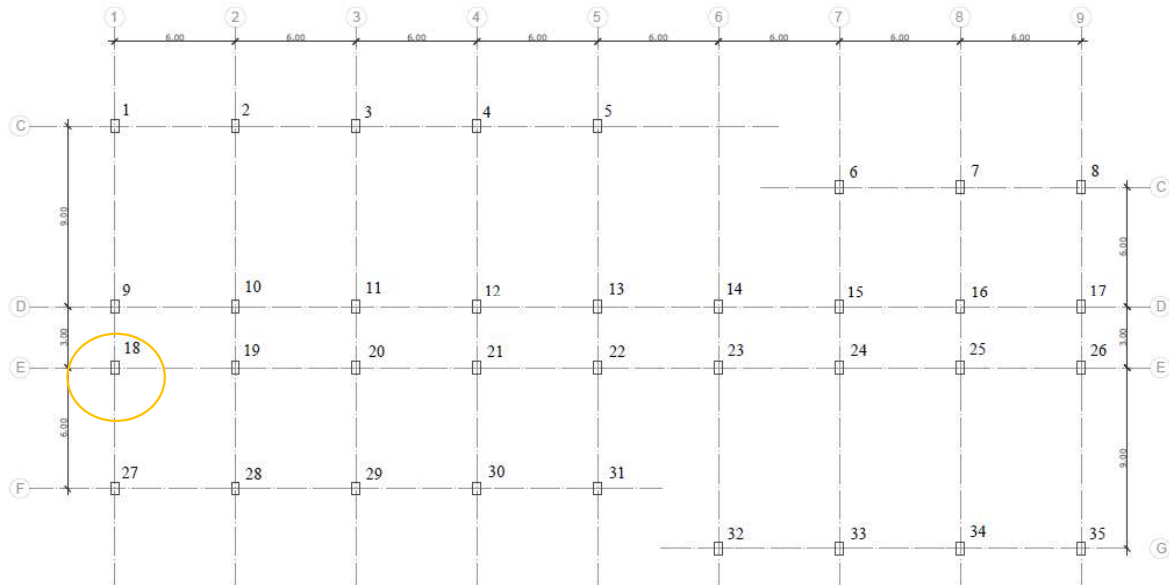
Para la identificación de este elemento se realizó el análisis dinámico incremental del bloque administrativo y bloque B de la PUCE utilizando el registro sísmico escalado.

Una vez identificados los diferentes tipos de elementos que existen dentro de la estructura, se procedió a encontrar el elemento que posee el mayor valor de giro.

3.4.5 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 - ROTACIONES

El elemento crítico para el bloque B de la PUCE es la columna 18 en el primer piso (*FIGURA 3.26*), los giros del elemento junto con su PGA se encuentran detallados en la (*TABLA 3.11*).

FIGURA 3.26 Ubicación del elemento crítico del bloque B



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

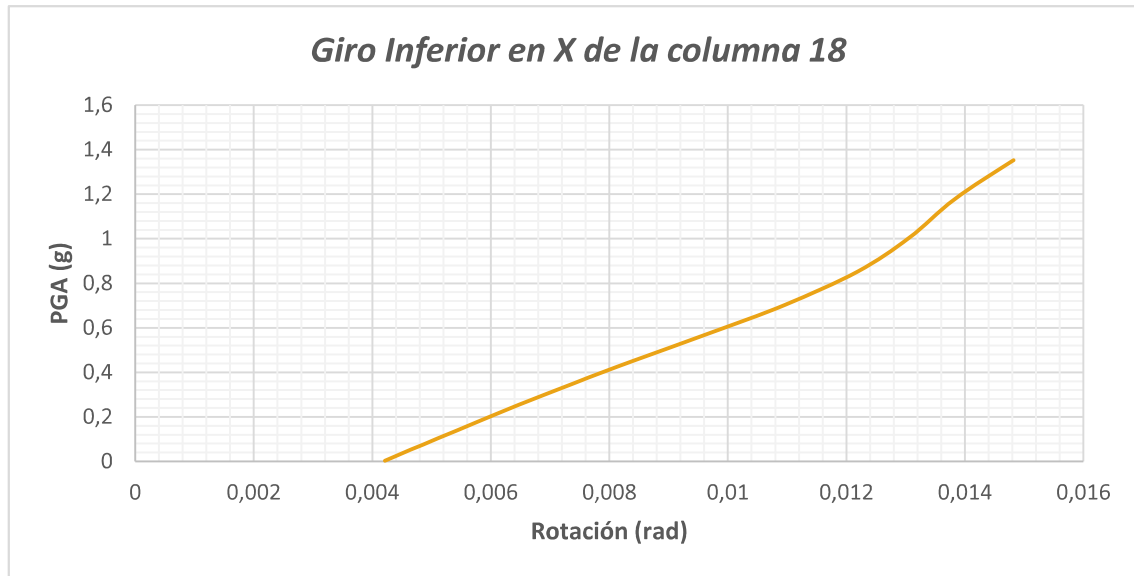
TABLA 3.11 Valores de rotaciones en función del PGA, columna 18 del bloque B

PGA	Giros de la columna			
	Inferior en X	Inferior en Y	Superior en X	Superior en Y
0.003	0.004209985	0.000452705	0.001362187	0.000388547
0.053	0.004651366	0.000880229	0.001540221	0.000465278
0.103	0.005102203	0.001356722	0.001716441	0.000562463
0.178	0.005779666	0.00199881	0.001972655	0.000732485
0.253	0.006460518	0.00253323	0.00222746	0.00085998
0.353	0.007416647	0.003151263	0.002612799	0.00100806
0.453	0.008413829	0.003722342	0.003054604	0.001141618
0.578	0.009712538	0.004419702	0.003705989	0.001295918
0.703	0.010962312	0.005104792	0.00442564	0.001434471
0.853	0.012189735	0.005890855	0.005242992	0.001605931
1.003	0.013057753	0.007367393	0.005897834	0.001729229
1.178	0.01382577	0.009226133	0.006452268	0.001816371
1.353	0.014820881	0.011825214	0.00704935	0.001970407

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

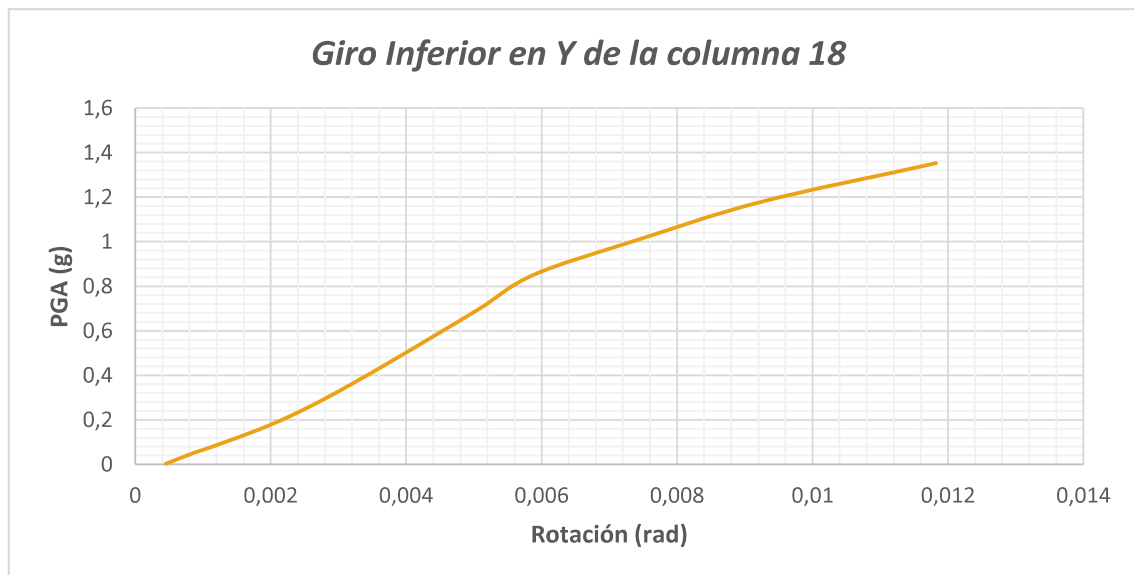
Las Curvas IDA producto de este proceso son las siguientes:

FIGURA 3.27 Curva IDA columna 18 del Bloque B inferior en X



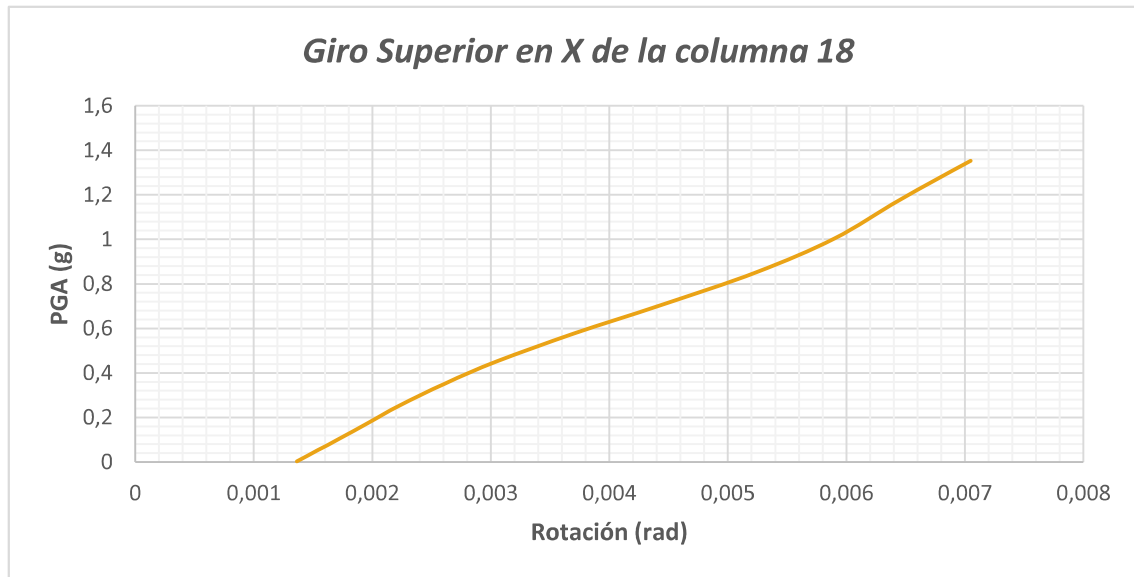
ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.28 Curva IDA columna 18 del Bloque B inferior en Y



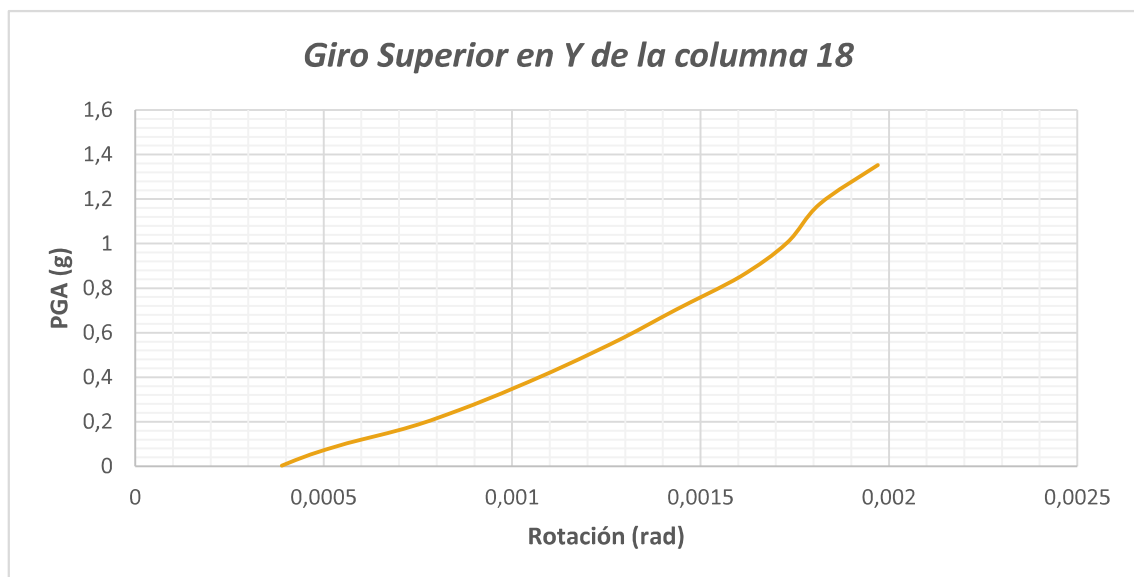
ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.29 Curva IDA columna 18 del Bloque B superior en X



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.30 Curva IDA columna 18 del Bloque B superior en Y



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

En el ANEXO N°12 se encuentran las curvas IDA de todas las columnas pertenecientes al primer piso del bloque B.

3.4.6 CURVAS IDA PARA EL SISMO DEL 16 DE ABRIL DEL 2016 - DERIVAS

A continuación, se detallan las curvas IDA (PGA vs Deriva) en ambas direcciones del primer piso del bloque B.

FIGURA 3.31 Curva IDA (PGA vs Deriva en X) del Bloque B



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 3.32 Curva IDA (PGA vs Deriva en Y) del Bloque B



ELABORACIÓN: Cóndor & Yugcha, 2019

Hay que notar que las curvas IDA detalladas anteriormente para el bloque B no empiezan en el punto (0,0), lo que es causa de los resortes que se modelaron con el fin de buscar el asentamiento de 10 cm que se dio únicamente en este bloque.

En el ANEXO N°14 se encuentran las curvas IDA (PGA vs Deriva) de todos los pisos del bloque B.

CAPÍTULO 4

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS REFERENTE A LA AFECTACIÓN Y GRADO DE SERVICIABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS

4.1.1 BLOQUE ADMINISTRATIVO (BLOQUE A)

4.1.1.1 Daño de mamposterías

Este bloque presenta daños de mampostería muy poco considerables, siendo las más graves ciertas fisuras en las paredes de bloque y unas grietas que se presentan por falla de la adherencia en paredes de ladrillo hueco, precisamente entre el mortero y este ladrillo.

FOTOGRAFÍA 4.1 Daño en mamposterías- Bloque administrativo



ELABORACIÓN: Ing Edgar Mora Msc.

Se puede anticipar entonces que las mamposterías de este edificio se encuentran en un nivel de daño leve respecto a la clasificación que realizan (Grijalva & Narváez, 2018) por lo que en este punto las mamposterías estarán desarrollándose con un comportamiento prácticamente elástico.

4.1.1.2 Daño de elementos estructurales

Se puede apreciar ciertas fisuras y desprendimiento de parte del recubrimiento en las viguetas que conforman las losas, así como en la loseta de los pisos. Las vigas tienen fisuras también, que por su distribución se pueden atribuir a efectos de cargas gravitacionales y pudieron estar ahí incluso antes que ocurriera el evento sísmico. No se evidencia daño alguno en las columnas de ninguno de los pisos.

FOTOGRAFÍA 4.2 Daño en elementos estructurales - Bloque administrativo





ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

El estado de daño en el que se encuentra la estructura de acuerdo con los elementos estructurales es el de ocupación inmediata (IO) de acuerdo con lo expuesto por (ASCE, 2017).

4.1.2 BLOQUE DE AULAS (BLOQUE B)

4.1.2.1 Daño de mamposterías

Este bloque sufrió varios colapsos de paredes de mampostería en los cuales se puede evidenciar el desprendimiento de las paredes de los anclajes que les daban fijación a las columnas. Existieron también aquellas que, aunque se mantuvieron en pie, se pueden apreciar las grandes grietas que tienen debido a la acción de la carga sísmica e incluso fallas de adherencia entre la mampostería y las vigas que sostienen la losa. Se puede ver también algunas que se mantuvieron en pie sin siquiera formarse en ellas grietas.

FOTOGRAFÍA 4.3 Daño en mamposterías - Bloque B



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

El máximo estado de daño alcanzado, para las mamposterías de este bloque, es de colapso, aunque con la información anteriormente proporcionada se puede ver que otras se encuentran en el rango de daño severo, moderado e incluso leve de acuerdo con los estados proporcionado por (Grijalva & Narvárez, 2018).

4.1.2.2 Daño de elementos estructurales

Se puede observar la formación de rótulas plásticas en la base y la cabeza de algunas columnas de la primera planta, así como fisuras y desprendimiento del recubrimiento, dislocación de los estribos y pandeo de los reforzamientos longitudinales.

FOTOGRAFÍA 4.4 Daño en elementos estructurales - Bloque B



ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

Es evidente que los elementos estructurales afectados fueron las columnas, llegando a estar sobre el punto de Prevención del Colapso (CP) de acuerdo con la norma (ASCE, 2017), mientras que los demás elementos estructurales tales como vigas o losas sufrieron daños leves.

4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LAS MEDIDAS DE DAÑO RESULTANTES DEL MÉTODO IDA DEL BLOQUE B Y BLOQUE A

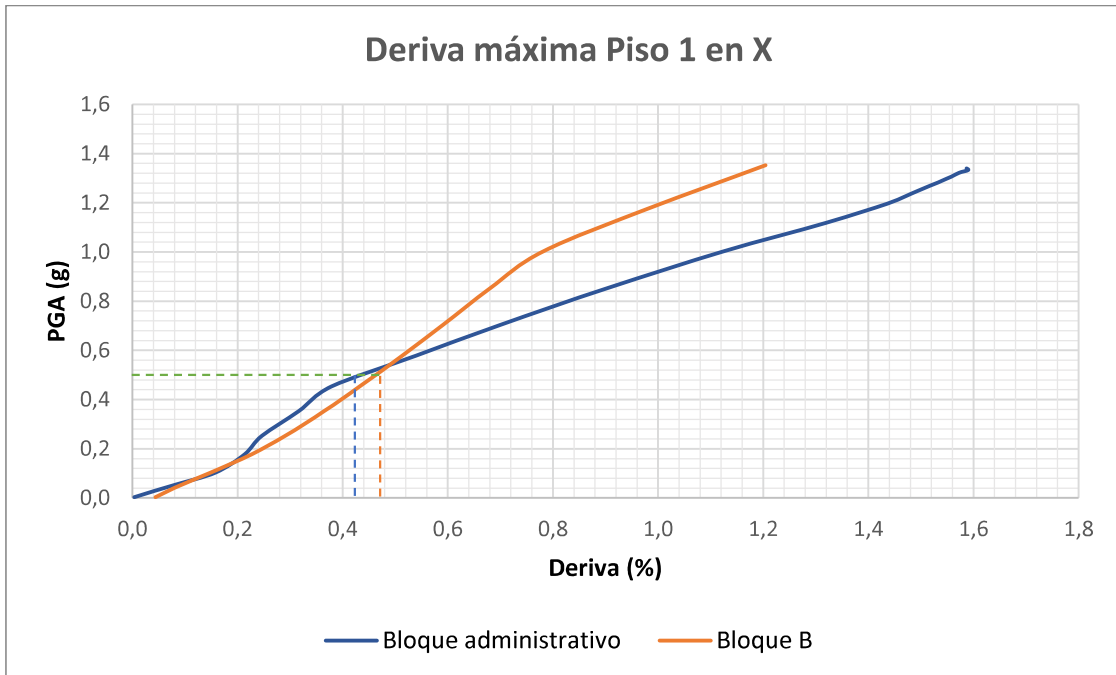
El análisis comparativo de las medidas de daño de las dos edificaciones se lo realizará a un PGA de 0.5 g debido a que esta es la aceleración máxima esperada en su lugar de emplazamiento según la norma NEC 15.

Además, con un valor de $PGA=0.5$ g se alcanza, en el bloque administrativo, una deriva de alrededor de 0.4%, la cual tiene una probabilidad considerable de daño leve y moderado en las mamposterías, las cuales se pueden evidenciar en la estructura real después del sismo.

4.2.1 COMPARACIÓN DE MEDIDAS DE DAÑO DE MAMPOSTERÍAS

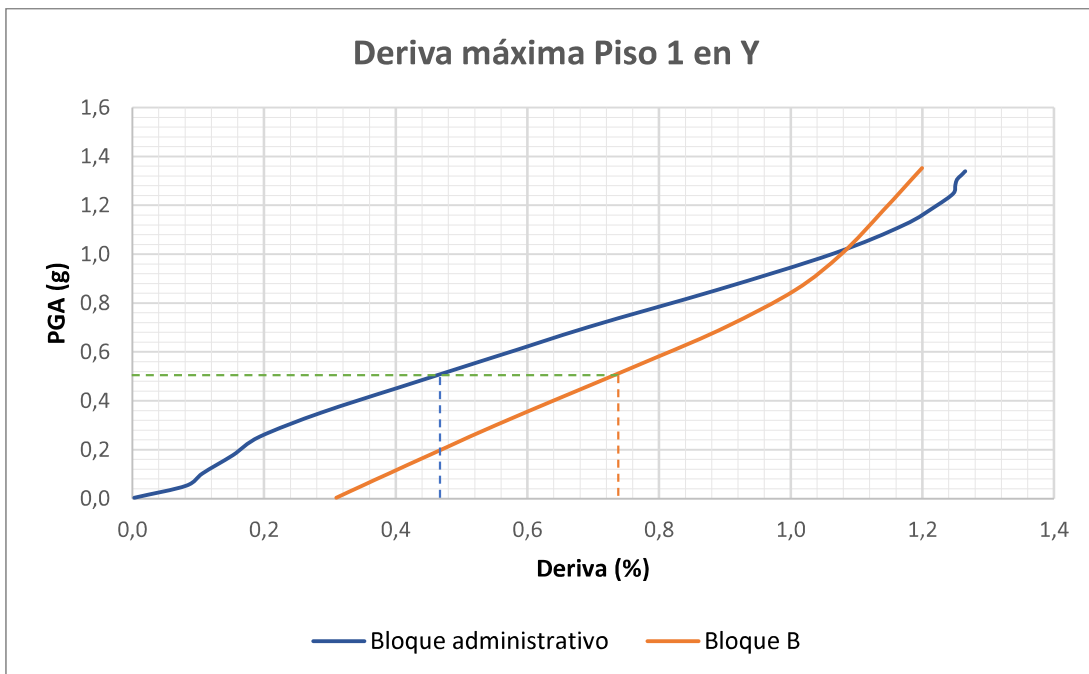
A continuación, se detallan las gráficas que muestran la comparativa de derivas alcanzadas para el primer piso de ambas edificaciones a un $PGA = 0.5$ g, ya que el primer piso fue el más afectado durante el sismo.

FIGURA 4.1 Comparativa curvas IDA (PGA vs Deriva en X)



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 4.2 Comparativa curvas IDA (PGA vs Deriva en Y)



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

La deriva máxima en el sentido X con un nivel PGA=0.5 para el bloque administrativo es de 0.42 % y para el bloque B es de 0.475 %.

De acuerdo con (Grijalva & Narváez, 2018), se tiene:

TABLA 4.1 Probabilidad de daño en mamposterías del bloque administrativo en función de su deriva

Deriva= 0.42 %		
	Probabilidad (%)	
Daño	Ladrillo	Bloque
Leve	99	99
Moderado	87	95
Severo	50	63
Colapso	11	16

Deriva= 0.475 %		
	Probabilidad (%)	
Daño	Ladrillo	Bloque
Leve	99	99
Moderado	93	98
Severo	59	78
Colapso	20	28

FUENTE: Grijalva & Narváez, 2018

La deriva máxima en el sentido Y con un nivel PGA=0.5 para el bloque administrativo es de 0.46 y para el bloque B es de 0.74.

De acuerdo con (Grijalva & Narváez, 2018), se tiene:

TABLA 4.2 Probabilidad de daño en mampostería del bloque B en función de su deriva

Deriva= 0.46 %		
	Probabilidad (%)	
Daño	Ladrillo	Bloque
Leve	99	99
Moderado	92	97
Severo	56	75
Colapso	17	25

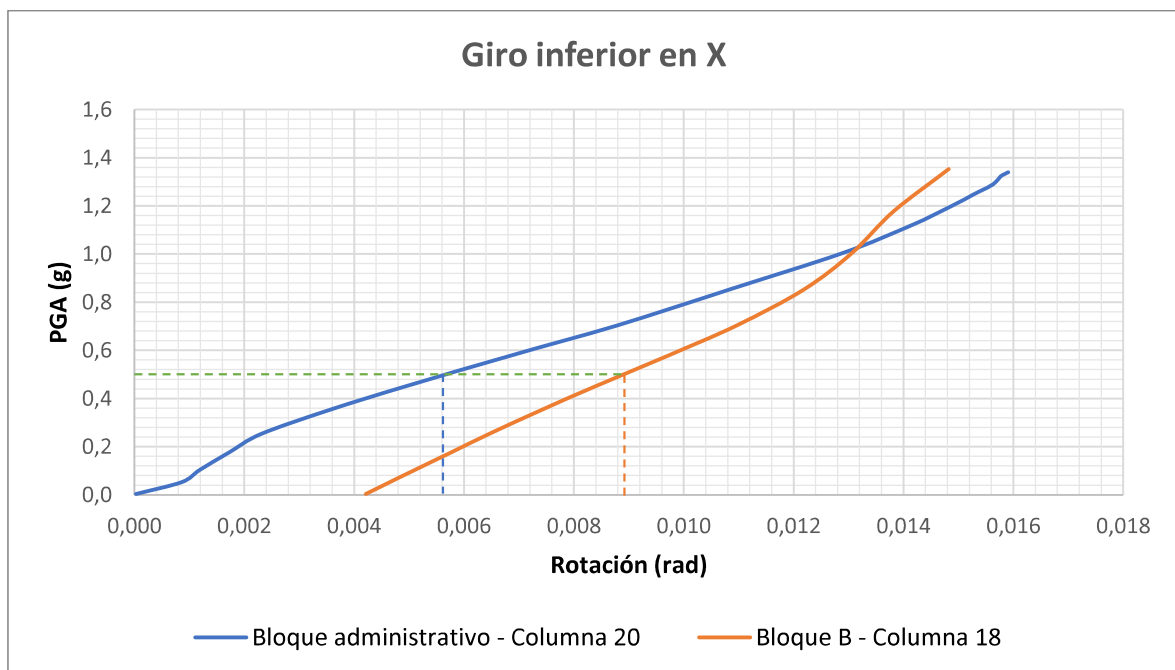
Deriva= 0.74 %		
	Probabilidad (%)	
Daño	Ladrillo	Bloque
Leve	99	99
Moderado	98	99
Severo	84	96
Colapso	52	57

FUENTE: Grijalva & Narváez, 2018

4.2.2 COMPARACIÓN DE MEDIDAS DE DAÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (COLUMNAS)

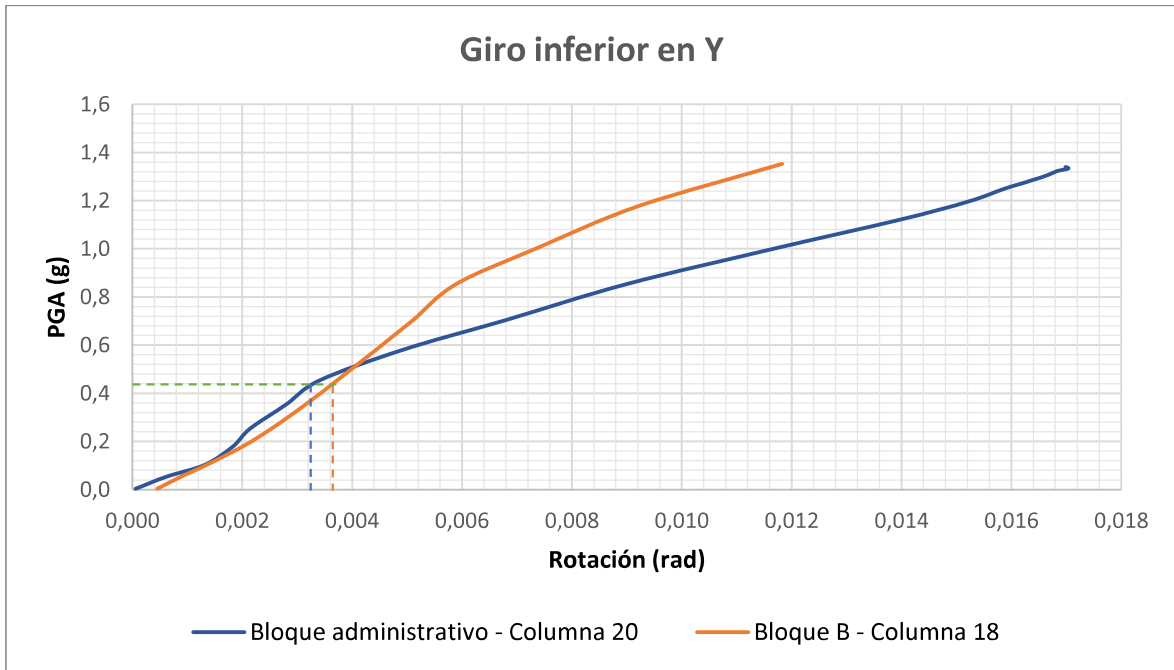
Se realiza la comparación de las columnas más afectadas durante el movimiento sísmico, siendo estas, la columna número 20 del Bloque administrativo y la columna número 18 del Bloque B, de acuerdo con ANEXO N°5 Y ANEXO N°6 que muestran la numeración de las columnas de ambas edificaciones, o con las FIGURA 3.19 y FIGURA 3.26 que también muestran su ubicación, respectivamente.

FIGURA 4.3 Comparación de la rotación de las columnas críticas, inferior en X



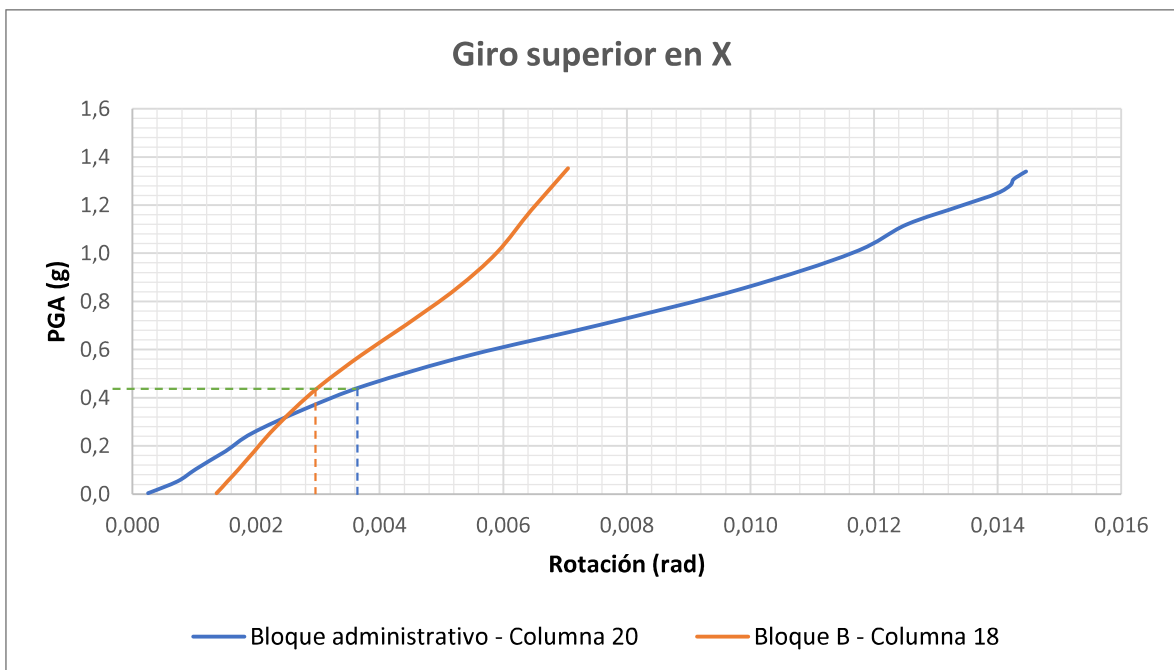
ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 4.4 Comparación de la rotación de las columnas críticas, inferior en Y



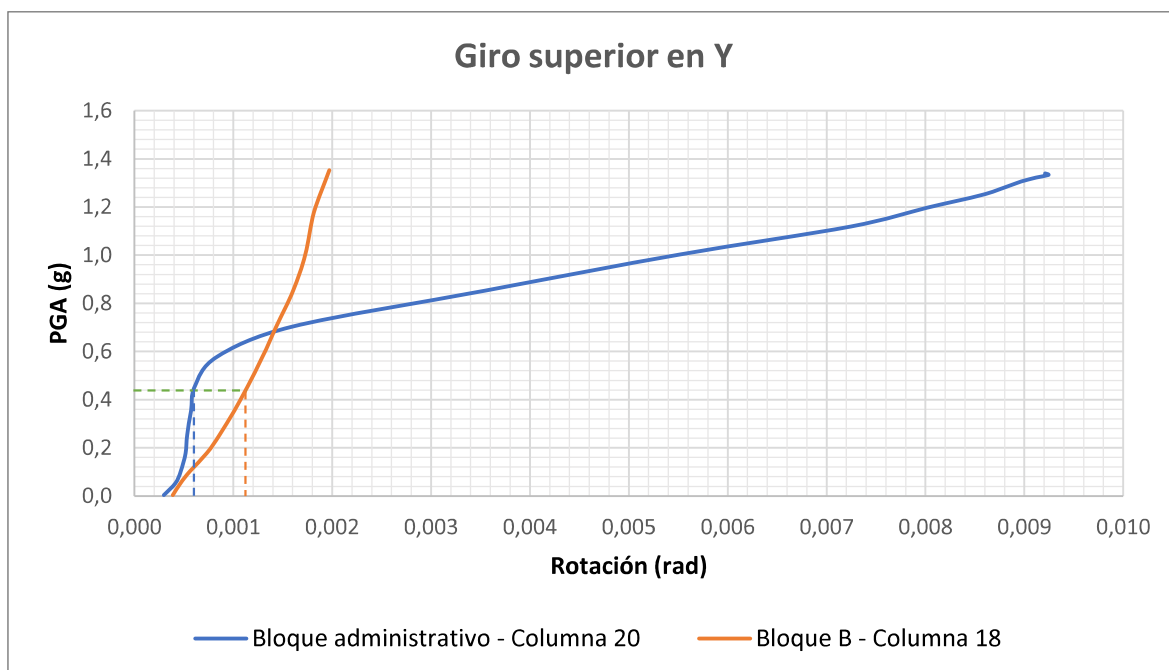
ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 4.5 Comparación de la rotación de las columnas críticas, superior en X



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

FIGURA 4.6 Comparación de la rotación de las columnas críticas, superior en Y



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Se puede observar que la parte inferior de la columna, es decir el pie, en el sentido X es el que presenta mayores rotaciones en ambas columnas, siendo para el nivel $PGA=0.5$ g, $Rotación=0.005$ rad para la columna 20 del bloque administrativo, manteniéndose dentro del rango de seguridad de vida (LS), y $Rotación=0.0089$ para la columna 18 del bloque B, sobrepasando el valor límite de prevención al colapso (CP) de 0.0086 rad.

Para las cabezas de columnas en ambos sentidos, los valores máximos de rotaciones no superan el máximo de 0.0061 que garantiza que los elementos se encuentran en el rango de seguridad de vida (LS).

Recopilando los datos de todas las columnas en ambos sentidos, podemos establecer los siguientes esquemas que identifica los elementos según su nivel de daño alcanzado:

FIGURA 4.7 Nivel de daño alcanzado en las columnas del Bloque Administrativo

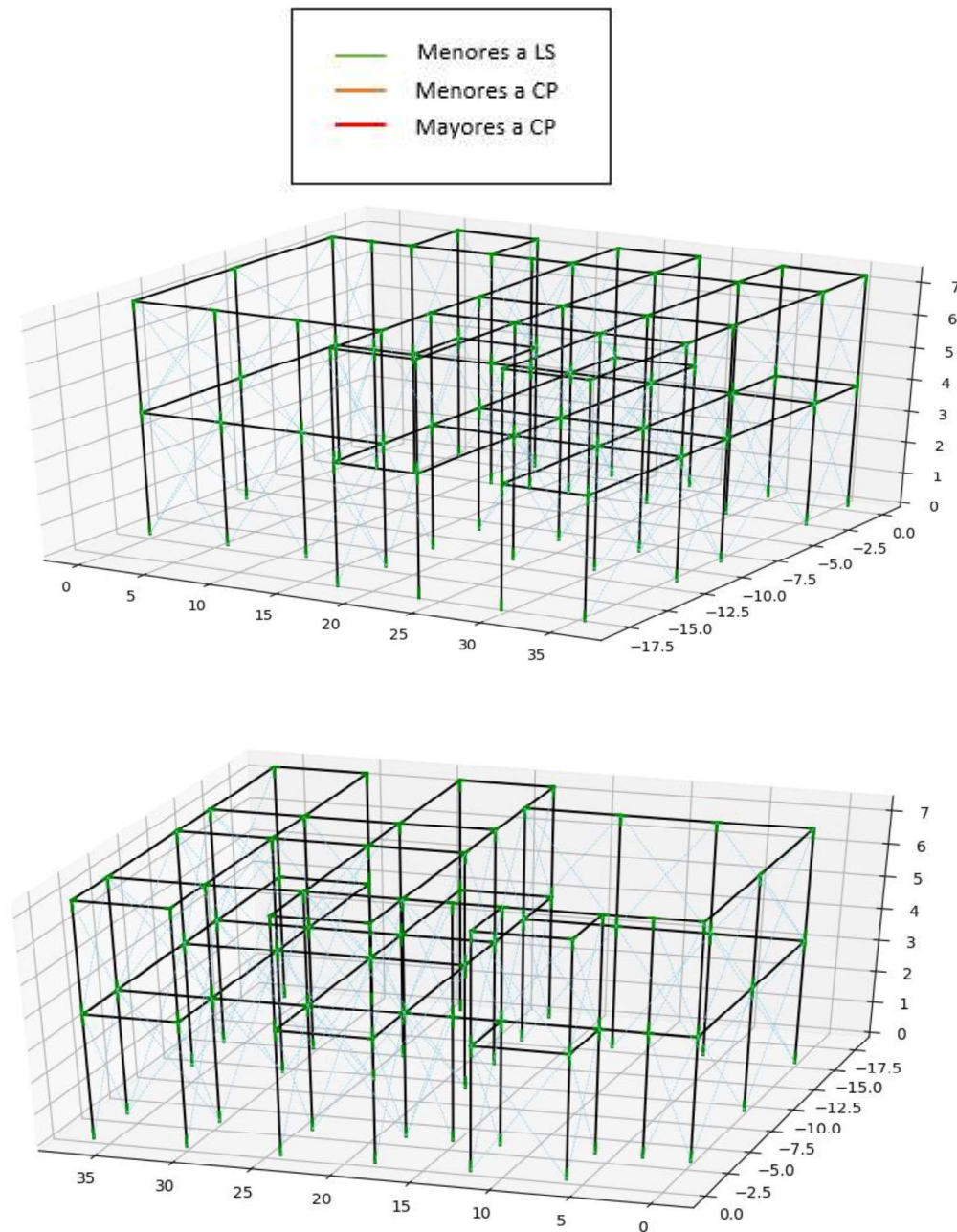
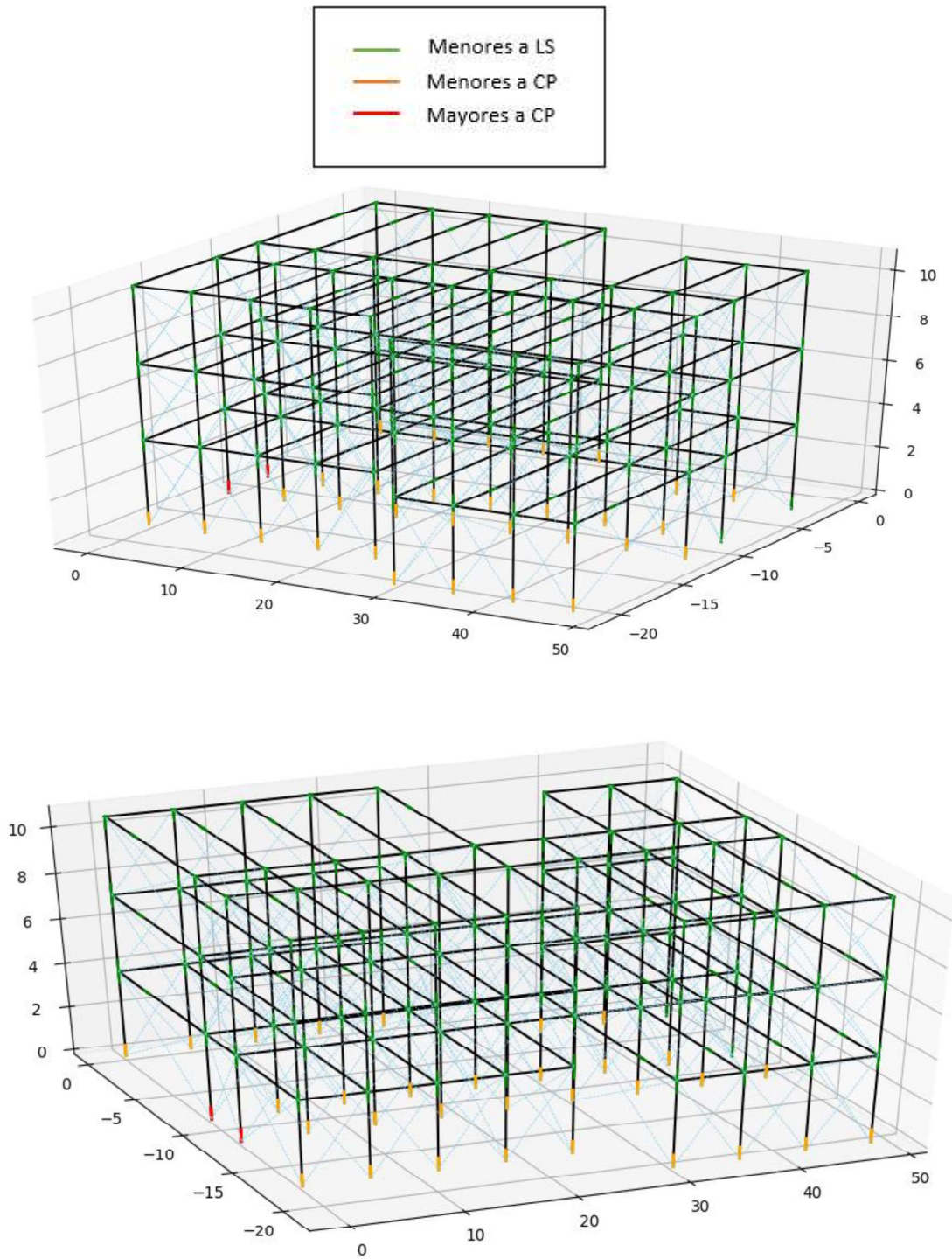


FIGURA 4.8 Nivel de daño alcanzado en las columnas del Bloque B



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

4.3 DETERMINACIÓN DEL FACTOR MÁS INFLUYENTE DENTRO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE AMBOS BLOQUES

Después de la obtención de las curvas IDA y de haber definido como $PGA= 0.5 g$ para ambas estructuras, lo que implica que no existió una amplificación del sismo por parte del suelo, diferente para cada estructura, y además del estudio de todas las patologías presentes dentro de la estructura, se pudo determinar como factores más determinantes para el diferente comportamiento entre las dos estructuras comparadas a los siguientes:

4.3.1 IRREGULARIDAD EN PLANTA

El efecto de esta patología se pudo evidenciar en el bloque B, mediante el análisis de los porcentajes de masa modal efectiva (*TABLA 4.3*), pudiendo apreciarse que, aunque el primer modo sea traslacional, el segundo modo de vibración es torsional, lo cual genera esfuerzos adicionales en las columnas, sobre todo en aquellas que más se encuentran alejadas del centro de masa de la estructura.

TABLA 4.3 Masa modal efectiva para los 3 primeros modos de vibración del Bloque B

T (s)	UX	UY	RZ	
0.39	0.0006	0.8953	0.0328	TRASLACIONAL
0.29	0.4428	0.0221	0.465	TORSIONAL
0.11	0.4863	0.0118	0.4327	TORSIONAL

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

Por su parte el bloque Administrativo posee sus dos primeros modos traslacionales lo que garantiza que podrá disipar energía.

TABLA 4.4 Masa modal efectiva para los 3 primeros modos de vibración del bloque Administrativo

T (s)	UX	UY	RZ	
0.18	0.9302	0.0001	0.0327	TRASLACIONAL
0.16	0.0003	0.9502	0.0029	TRASLACIONAL
0.05	0.0338	0.0011	0.9027	TORSIONAL

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

4.3.2 COLUMNA CORTA

El efecto de columna corta se pudo evidenciar muy fácilmente en las columnas dañadas del bloque B, pues de acuerdo al IDA serían las bases de las columnas del primer piso las que fallarían, sin embargo, debido a esta patología se vieron afectadas también las cabezas de las columnas, como se puede observar en las fotografías (*FOTOGRAFÍA 4.5*).

FOTOGRAFÍA 4.5 Efectos de columna corta en el Bloque B



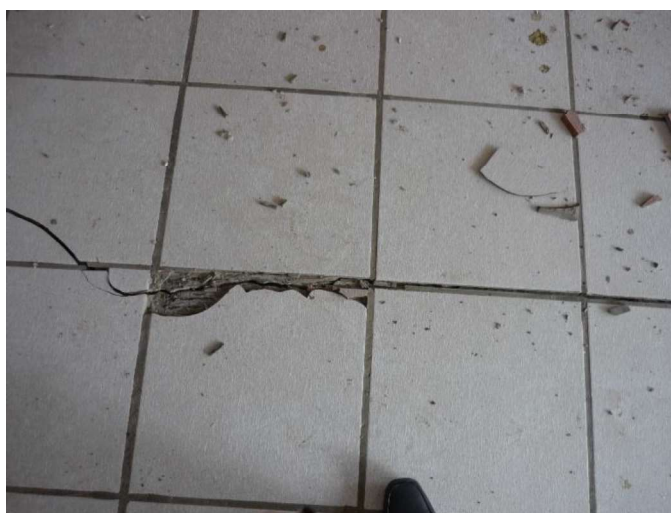
ELABORACIÓN: Ing. Edgar Mora Msc.

Se puede ver desprendimiento del recubrimiento, y el pandeo de los reforzamientos longitudinales, además de una falla en diagonal propia del efecto de corte presente en una columna corta.

4.3.3 ASENTAMIENTO

En la calibración del modelo estructural fue fundamental la incorporación de los asentamientos que se pudieron observar en el bloque B (10 cm) después del evento sísmico, ya que este provocó un cambio en el sentido de las derivas máximas en el edificio como se puede observar en la *TABLA 4.5* y de rotación en los elementos estructurales, así mismo aumentó el valor de estos últimos y como se puede ver a continuación, sin asentamientos la estructura no hubiese alcanzado el nivel de daño estructural de colapso (*TABLA 4.6*).

FOTOGRAFÍA 4.6 Efectos de asentamiento en el Bloque B



ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

TABLA 4.5 Comparativa de derivas del bloque B con y sin asentamientos

PGA	Derivas máximas Piso 1 (%)			
	Sin asentamientos		Con asentamientos	
	en X	en Y	en X	en Y
0.5	0.8202	0.3995	0.4750	0.7400

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

TABLA 4.6 Comparativa de giros en la columna 20 del bloque B, con y sin asentamientos

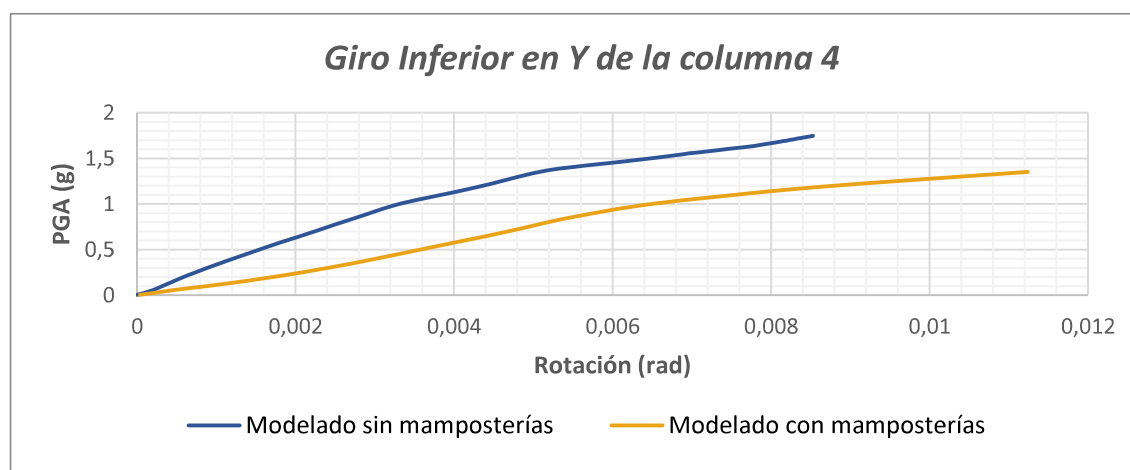
PGA	Rotación máxima columna 20 (rad)							
	Sin asentamientos				Con asentamientos			
	Inf. en X	Inf. en Y	Sup. en X	Sup. en Y	Inf. en X	Inf. en Y	Sup. en X	Sup. en Y
0.5	0.0032	0.0078	0.0038	0.0015	0.0089	0.0036	0.0029	0.0013

ELABORACIÓN: Córdor & Yugcha, 2019

4.3.4 MAMPOSTERÍAS

La modelación de las mamposterías dentro de las dos estructuras cambió el comportamiento de la mismas, lo cual se evidencia en las curvas IDA que se pudieron obtener, por ejemplo para el bloque B modelado sin mamposterías se tuvo a la columna 4 como la más crítica con $PGA=0.5$ g y una rotación de 0.0015 rad en el pie de la columna en la dirección Y (*FIGURA 4.9*), mientras que una vez modelado mamposterías se tuvo a la columna 18 como la más crítica con $PGA=0.5$ y una rotación de 0.0078 en el pie de la columna en la dirección Y, y a su vez ya modelado con asentamientos la misma columna 1 con una rotación de 0.0089 en el pie de la columna en dirección X, como se puede observar en la *FIGURA 3.27*.

FIGURA 4.9 Curva IDA columna 4 del bloque B, modelado sin mamposterías y con mamposterías



ELABORACIÓN: Cóndor & Yugcha, 2019

CAPÍTULO 5

5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- ✓ La gran ocurrencia de eventos sísmicos en el Ecuador hace que sea necesario que se desarrollen métodos de análisis estructural cada vez más sofisticados para poder determinar de mejor manera el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico, el Análisis Dinámico Incremental es una de las alternativas que plantea y respalda este documento debido a su precisión, y con el ánimo de aumentar su utilización para de esta manera tener menos pérdidas económicas y humanas después de sismos de gran magnitud como el presentado el 16 de Abril del 2016.
- ✓ No existió un factor de amplificación sísmica diferente debido al sitio donde se asentaban las estructuras, ya que se constató que el PGA alcanzado fue de 0.5 g en ambas, por lo cual se puede inferir que el sitio poseía estratos de características similares en toda el área en la cual se asentaban el bloque A y el bloque B.
- ✓ Las patologías estructurales fueron el factor principal, que diferenciaba el comportamiento de las estructuras estudiadas, pues el comportamiento del bloque B se vio condicionado por el efecto de torsión en planta, debido a su

irregularidad en planta y por el efecto de columna corta, causado por las mamposterías.

- ✓ Las curvas IDA nos muestran la ductilidad que posee cada una de las estructuras, teniendo una pendiente menos pronunciada el bloque Administrativo, lo cual hace notar que esta es una estructura dúctil, en relación con el bloque B, que presenta curvas con pendientes más pronunciadas lo cual se podría traducir en una estructura menos dúctil, por lo cual tendrá menor capacidad de disipación de energía en relación con el bloque A.
- ✓ El Análisis Dinámico Incremental es un método que muestra de manera más precisa el comportamiento de una estructura frente a un evento sísmico, sin embargo, se debe poseer de una gran capacidad computacional para poder realizarlo en un tiempo óptimo ya que son múltiples análisis tiempo historia, y en promedio el tiempo de cada análisis tiempo historia para los casos de estudio fue de dos horas.
- ✓ Durante el proceso de validación del modelado de las estructuras, se pudo evidenciar que si se requiere realizar un análisis que refleje el comportamiento dinámico de una estructura de una manera más próxima a la realidad, el modelado debe ser rigurosamente hecho, contemplando la mayor cantidad de variables y parámetros posibles, tales como las mamposterías, asentamientos y resistencia de materiales.
- ✓ Debido a la imposibilidad de realizar ensayos en campo para determinar las propiedades de los materiales utilizados en la construcción de ambos bloques, se utilizaron valores de resistencia especificados en los planos de

21 MPa para el hormigón y 420 MPa para el refuerzo de acero, determinando con estos valores, los módulos de elasticidad de acuerdo con las normas ecuatorianas vigentes, además debido a esta incertidumbre se escogieron los modelos constitutivos de los materiales más simples proporcionados por el programa Opensees.

- ✓ La importancia de la modelación de las mamposterías se evidencia en el análisis del elemento crítico del Bloque B, ya que en una modelación inicial sin mamposterías el elemento fue el número 4, el cual alcanza una rotación de 0.0015 rad con un PGA=0.5 g, mientras que, una vez modeladas las mamposterías, el elemento crítico es el número 20 con una rotación de 0.0078 rad con un PGA=0.5 g.
- ✓ El modelado de resortes en las bases de las columnas que se asentaron del bloque B, hicieron que existiera un cambio de dirección de las rotaciones máximas, así como un aumento de las mismas, así de la columna 20 que fue la más crítica, siendo el valor máximo antes de la modelación de asentamientos de 0.0078 rad en el pie de la columna y en la dirección Y, mientras que el máximo valor después de modelar asentamientos fue de 0.0089 en el pie de la columna en la dirección X.
- ✓ Con la deriva máxima alcanzada en el sentido X para el bloque A de 0.42%, se obtuvo una probabilidad de 87% a 95% que se haya dado un daño moderado en las mamposterías, mientras que para el bloque B con una deriva máxima de 0.74 en la dirección Y, existe una probabilidad de 84% a 96 % de daño severo, lo cual refleja el estado de afectación real que tuvieron las mamposterías de ambos bloques después del sismo.

- ✓ Para la valoración de la afectación de los elementos estructurales se pudo ver que la mayor rotación dentro del bloque A se dio en el pie de la columna número 20, con un valor de 0.005 rad, manteniéndose dentro del rango de seguridad de vida (LS) (0.0051 rad), mientras que para el bloque B se dio en la columna 18, de 0.0089 rad sobrepasando el valor límite de prevención al colapso de 0.0086, lo cual refleja el estado de afectación real que tuvieron los elementos estructurales después del sismo.

- ✓ Aunque las dos estructuras fueron diseñadas y construidas por profesionales, no se pudo garantizar el buen comportamiento de las mismas, por lo cual podemos ver que ninguna edificación hecha dentro del Ecuador debe estar exenta de ser revisada antes que ocurra otro evento sísmico de gran magnitud.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Determinar parámetros de materiales como módulos de elasticidad y resistencia por medio de ensayos de laboratorio, en el caso de que sea posible realizarlos, para poseer menor cantidad de variables en la modelación.

- ✓ La modelación de los elementos no estructurales como las mamposterías debe ser contemplado cuando se realiza la modelación de una estructura, pues en el Ecuador es muy común unir la mampostería a las columnas por

medio de chicotes, lo cual hace que la estructura se comporte de una manera totalmente diferente a si fuera una de sólo pórticos.

- ✓ Realizar pruebas de modelación en estructuras más básicas, como un pórtico simple, si se está realizando una modelación en Opensees, ya que de esta manera se podrá visualizar mejor cada uno de los comandos que utiliza este programa y así se podrá tomar una decisión de cuál de ellos sirve para la modelación que realicemos.
- ✓ Si no se posee una computadora con gran rendimiento que abarque todo el análisis IDA, se puede optar por utilizar procesadores de varias computadoras en paralelo, o en su defecto realizar un análisis tiempo historia por computadora, para posteriormente recopilar los datos de todas y obtener los puntos que necesitamos para formar las curvas IDA.

6 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 257–282.
- Aguiar, Roberto. (2014). *Análisis Matricial de Estructuras con CEINCI-LAB* (4th ed., Vol. 1).
- ASCE. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Bonett, R. L. (2003). *Vulnerabilidad Y Riesgo Sísmico De Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Retrieved from <http://www.tdx.cat/handle/10803/6230>
- Chasi Benavides, L. J. (2016). *Análisis comparativo de un sistema aporticado y un sistema de muros de ductilidad limitada y su incidencia en el costo beneficio*. Universidad Técnica de Ambato.
- Cheung, V. W., & Tso, W. K. (1985). *Eccentricity in irregular multistory buildings*.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamic of Structures* (Fourth; PEARSON, Ed.). California.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica* (T. LEARNING, Ed.). California.
- FEMA. *EVALUATION OF EARTHQUAKE DAMAGED CONCRETE AND MASONRY WALL BUILDINGS FEMA-306*. , (1998).
- Gil Espert, L. (1997). *Análisis de sensibilidad con comportamiento no lineal del material y su aplicación en el diseño asistido de estructuras*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Grijalva, L. P., & Narváez, H. J. (2018). *Elaboración de curvas de fragilidad para*

ensayos experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito.

Han, S. W., & Chopra, A. K. (2006). *Approximate incremental dynamic analysis using de modal pushover analysis procedure.*

Holmes, M. (1961). *Steel frames with brickwork and concrete infilling.*

INEN. *GUÍA PRÁCTICA DE MAMPOSTERÍA REFORZADA.* , Pub. L. No. GPE INEN 021 (1987).

Jara, L. V., & Tibanquiza, A. T. (2016). *Análisis Dinámico Lineal del edificio de la facultad de ingeniería en sistemas de la Escuela Politécnica Nacional aplicando los métodos: modal espectral y tiempo historia, mediante el uso de paquetes computacionales.* <https://doi.org/10.1103/PhysRevX.7.041008>

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES) User Command-Language Manual. Pacific Earthquake Engineering Research Center. *University of California, Berkeley*, 465.

Naranjo, M., & Peñaherrera, A. (2018). *Diseño del reforzamiento estructural sismo resistente con enchapado de mampostería.* Escuela Politécnica Nacional.

Ruiz García, J. (2009). *Evaluación de la fragilidad basada en distorsión lateral para muros de mampostería confinada.* Retrieved from http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2009000100003

Singaucho, J. C., Andre, L., & Viracucha, C. (2016). *Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016.*

Távarez Fadul, J. T. (2016). *Análisis Estático y Dinámico Incremental de una estructura de muros de hormigón armado en la República Dominicana.*

Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2002). Incremental Dynamic Analysis.

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(3), 491–514.
<https://doi.org/10.1002/eqe.141>

Vamvatsikos, D., & Fragiadakis, M. (2009). *Incremental Dynamic Analysis for Estimating Seismic Performance Sensitivity and Uncertainty* ‡. (September 2008), 1–16.

ANEXOS

ANEXO N° 1

PLANOS ARQUITECTÓNICOS BLOQUE ADMINISTRATIVO

ANEXO N° 2
PLANOS ARQUITECTÓNICOS BLOQUE B

ANEXO N° 3

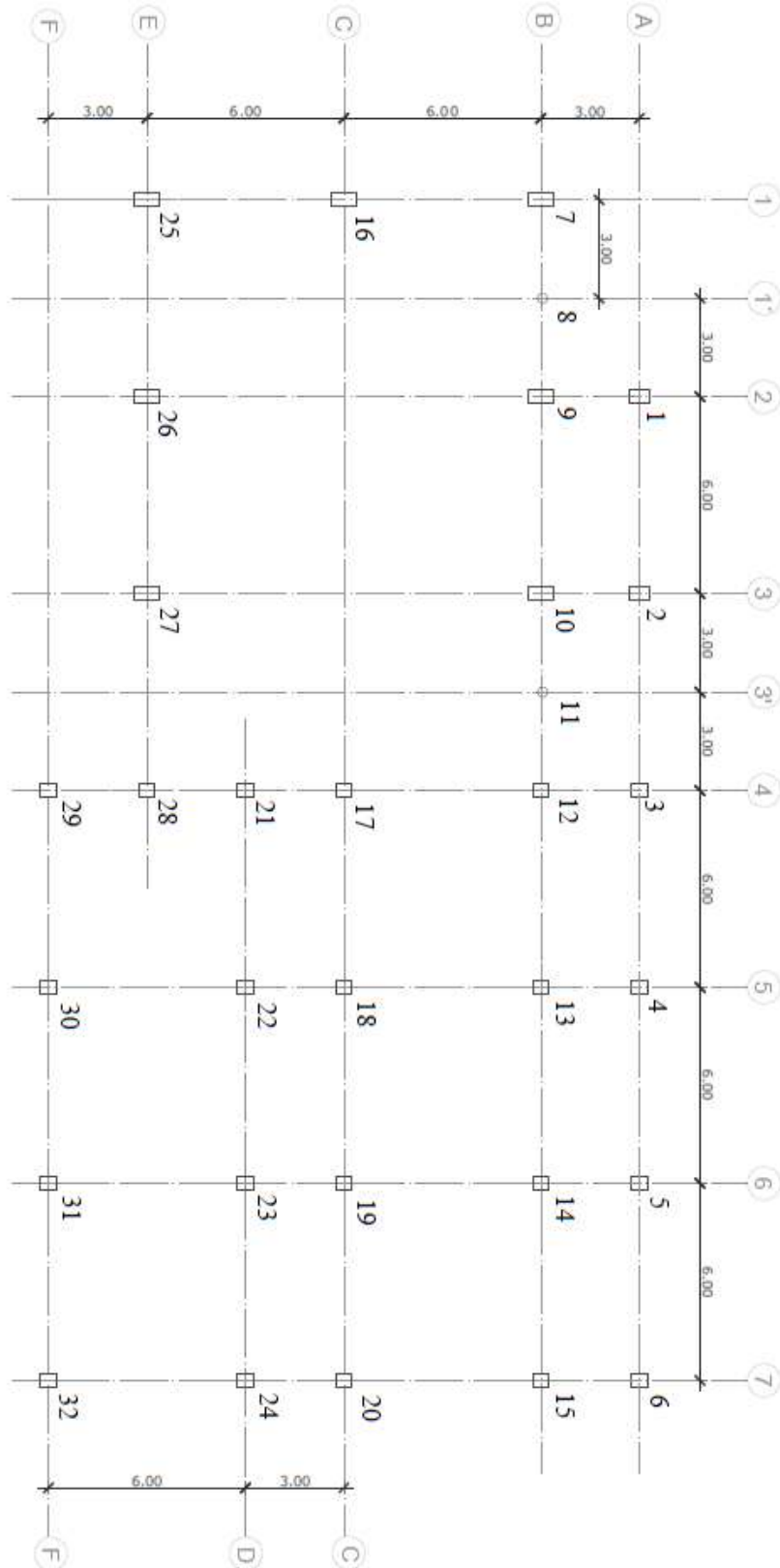
PLANTAS DE COLUMNAS BLOQUE ADMINISTRATIVO

ANEXO N° 4

PLANTAS DE COLUMNAS BLOQUE B

ANEXO N° 5

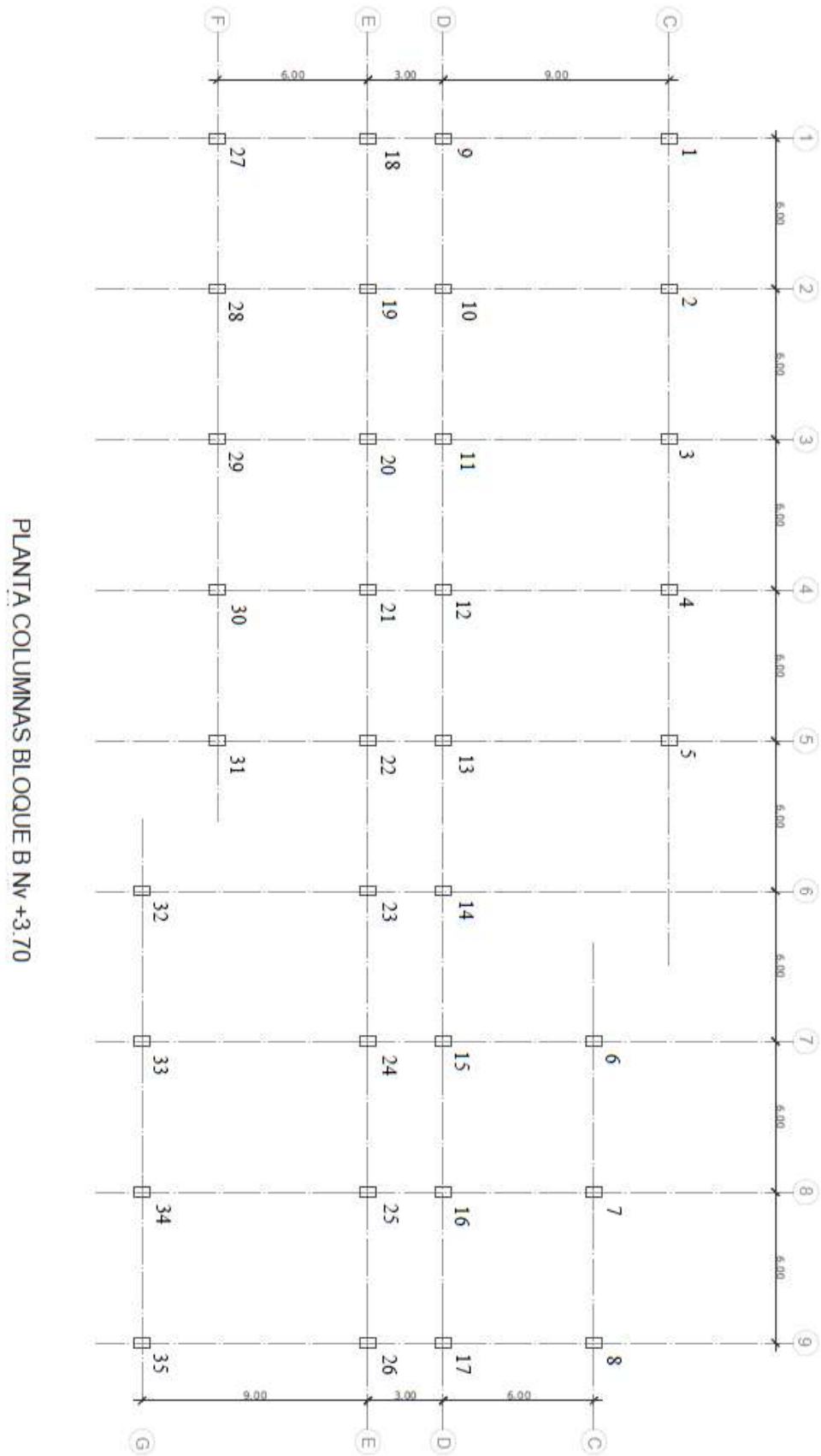
NUMERACIÓN DE COLUMNAS BLOQUE ADMINISTRATIVO



PLANTA COLUMNAS ADMINISTRATIVO NV +3.70

ANEXO N° 6

NUMERACIÓN DE COLUMNAS BLOQUE B



ANEXO N° 7

CARGA DE SERVICIO DEL BLOQUE ADMINISTRATIVO, REPARTIDA EN LAS VIGAS (BLANCO), PUNTUALES EN COLUMNAS (VERDE)

PRIMER PISO (MEGANEWTON)

0	0	0	0	0.021	0.012	0.021	0	0	0	0.017	0.016	0.017	0	0.017	0.016	0.017
0	0	0	0	0.011	0	0.011	0	0	0	0.016	0	0.016	0	0.012	0	0.012
0.027	0.007	0.024	0.007	0.027	0.007	0.027	0.007	0.024	0.007	0.017	0.026	0.017	0.021	0.017	0.029	0.017
0.011	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.023	0	0.033	0	0.033	0	0.024
0.027	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.017	0.025	0.017	0.029	0.017	0.032	0.017
0.009	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.016	0	0.016	0	0.016	0	0.016
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.017	0.025	0.017	0.015	0.017	0.027	0.017
0.012	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0.019	0	0.019	0	0.022
0.027	0.012	0	0.012	0.027	0.012	0.027	0.012	0	0.012	0.017	0	0	0	0	0	0.017
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.022	0	0.019	0	0.019	0	0.022
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.017	0.020	0.017	0	0.017	0.020	0.017

SEGUNDO PISO (MEGANEWTON)

0	0	0	0	0.010	0.018	0.010	0	0	0	0.008	0.019	0.008	0	0.008	0.019	0.008
0	0	0	0	0.013	0	0.013	0	0	0	0.015	0	0.015	0	0.015	0	0.015
0.013	0.022	0.011	0.022	0.013	0.032	0.013	0.022	0.011	0.022	0.008	0.034	0.008	0.023	0.008	0.034	0.008
0.030	0	0	0	0.055	0	0.055	0	0	0	0.047	0	0.038	0	0.038	0	0.024
0.013	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.008	0.034	0.008	0.034	0.008	0.034	0.008
0.038	0	0	0	0.072	0	0.072	0	0	0	0.046	0	0.020	0	0.020	0	0.015
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.008	0.034	0.008	0.019	0.008	0.034	0.008
0.022	0	0	0	0.039	0	0.039	0	0	0	0.038	0	0.024	0	0.024	0	0.024
0.013	0.022	0	0.022	0.013	0.022	0.013	0.022	0	0.022	0.008	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.024	0	0.024	0	0.024	0	0.024
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.008	0.024	0.008	0	0.008	0.024	0.008

ANEXO N° 8

CARGA DE SERVICIO DEL BLOQUE B, REPARTIDA EN LAS VIGAS
(BLANCO), PUNTUALES EN COLUMNAS (VERDE)

PRIMER PISO (MEGANEWTON)

0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0.042	0.021	0.042	0.021	0	0	0	0	0	0	0	0
0.023	0	0.041	0	0.048	0	0.055	0	0.030	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021
0.023	0	0.041	0	0.048	0	0.055	0	0.030	0	0	0	0.035	0	0.053	0	0.035
0.021	0.036	0.021	0.035	0.021	0.042	0.021	0.042	0.021	0.022	0.021	0.022	0.021	0.042	0.021	0.042	0.021
0.017	0	0.022	0	0.022	0	0.022	0	0.022	0	0.028	0	0.022	0	0.022	0	0.017
0.021	0.035	0.021	0.035	0.021	0.035	0.021	0.036	0.021	0.022	0.021	0.034	0.021	0.034	0.021	0.034	0.021
0.035	0	0.046	0	0.046	0	0.053	0	0.035	0	0.016	0	0.027	0	0.027	0	0.016
0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.016	0	0.027	0	0.027	0	0.016
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021

SEGUNDO PISO (MEGANEWTON)

0.021	0.078	0.021	0.033	0.021	0.033	0.021	0.039	0.021	0	0	0	0	0	0	0	0
0.035	0	0.052	0	0.038	0	0.040	0	0.023	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021
0.035	0	0.052	0	0.038	0	0.040	0	0.023	0	0	0	0.032	0	0.053	0	0.035
0.021	0.070	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0.034	0.021	0.022	0.021	0.022	0.021	0.036	0.021	0.036	0.021
0.032	0	0.037	0	0.019	0	0.025	0	0.022	0	0.022	0	0.022	0	0.022	0	0.017
0.021	0.052	0.021	0.037	0.021	0.041	0.021	0.033	0.021	0.022	0.021	0.034	0.021	0.034	0.021	0.034	0.021
0.038	0	0.051	0	0.061	0	0.062	0	0.037	0	0.016	0	0.027	0	0.027	0	0.016
0.021	0.033	0.021	0.029	0.021	0.042	0.021	0.029	0.021	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.016	0	0.027	0	0.027	0	0.016
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021	0.029	0.021

TERCER PISO (MEGANEWTON)

0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0	0	0	0	0	0	0	0
0.023	0	0.040	0	0.040	0	0.040	0	0.023	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008
0.023	0	0.040	0	0.040	0	0.040	0	0.023	0	0	0	0.040	0	0.061	0	0.040
0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.023	0.008	0.023	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008
0.019	0	0.024	0	0.024	0	0.024	0	0.024	0	0.024	0	0.024	0	0.024	0	0.019
0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.023	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008	0.038	0.008
0.040	0	0.061	0	0.061	0	0.061	0	0.040	0	0.018	0	0.024	0	0.024	0	0.018
0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.018	0	0.024	0	0.024	0	0.018
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008	0.042	0.008

ANEXO N° 9

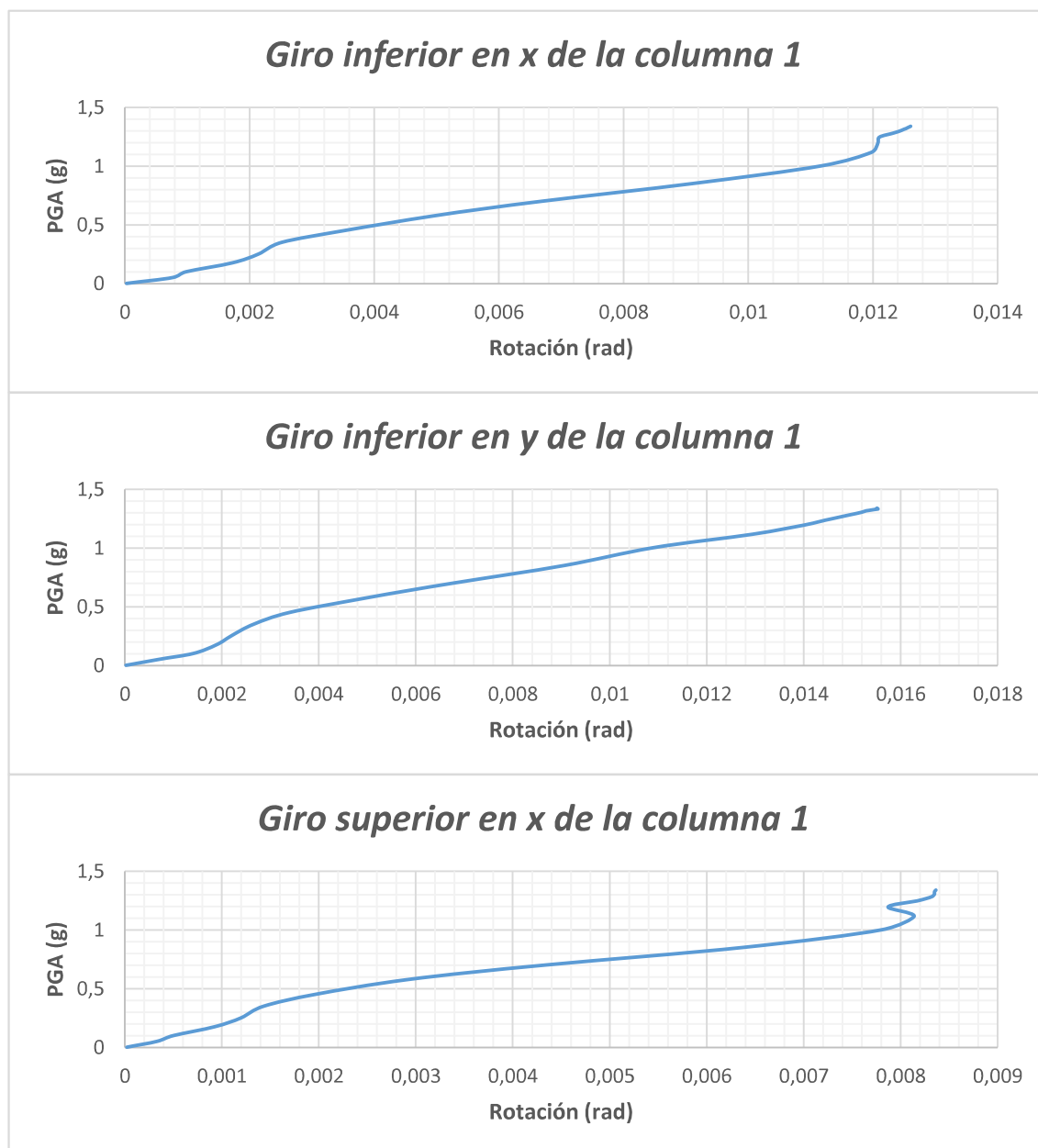
PROGRAMAS UTILIZADOS PARA MODELAR EN OPENEEES BLOQUE
ADMINISTRATIVO

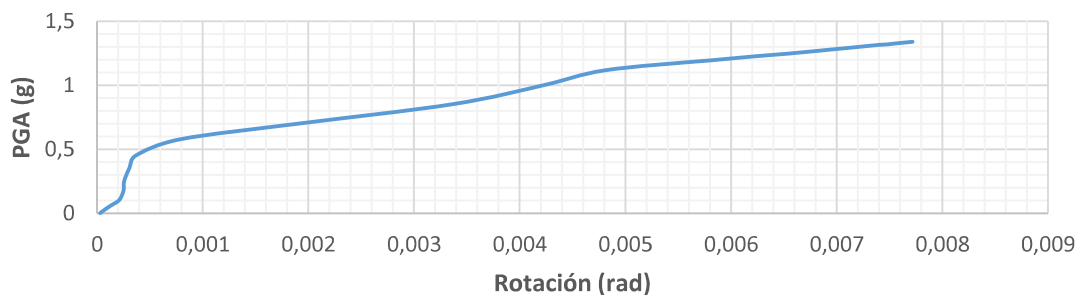
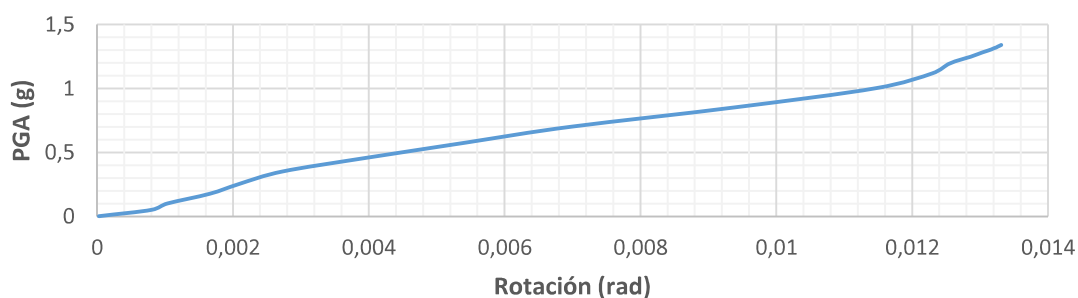
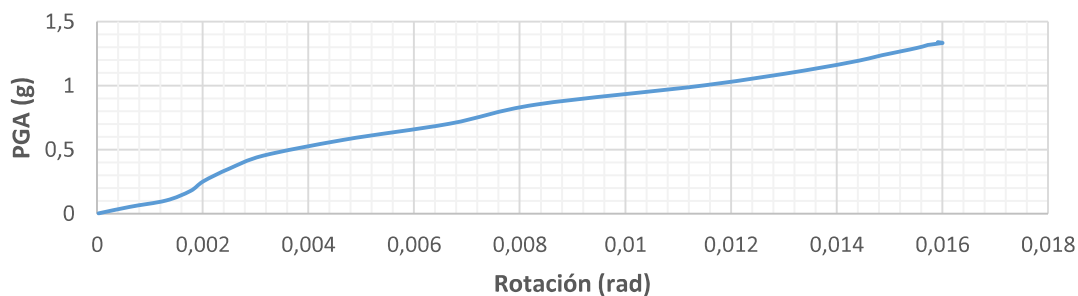
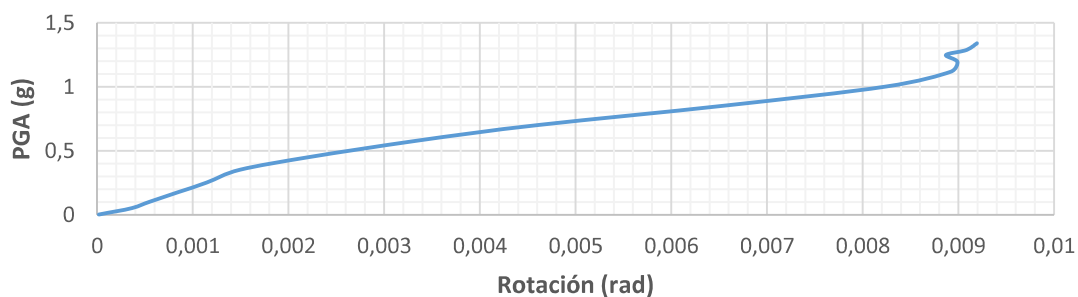
ANEXO N° 10

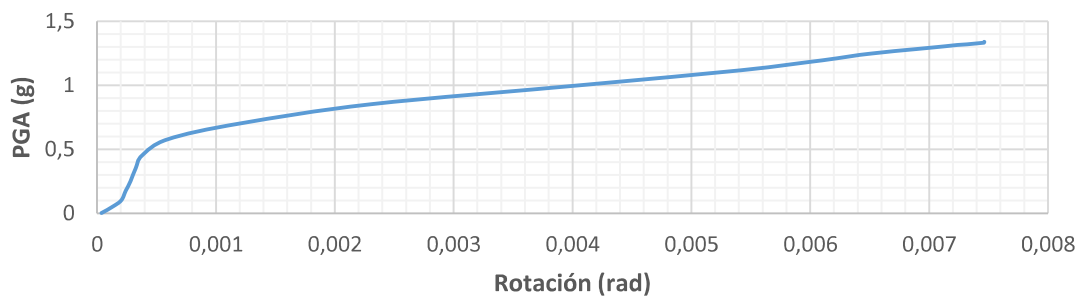
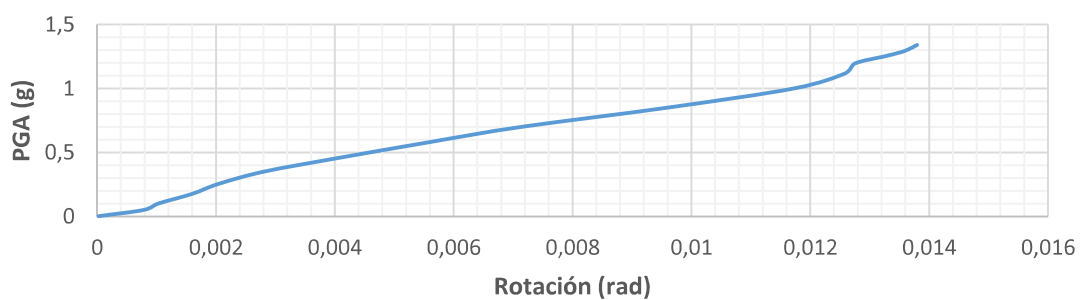
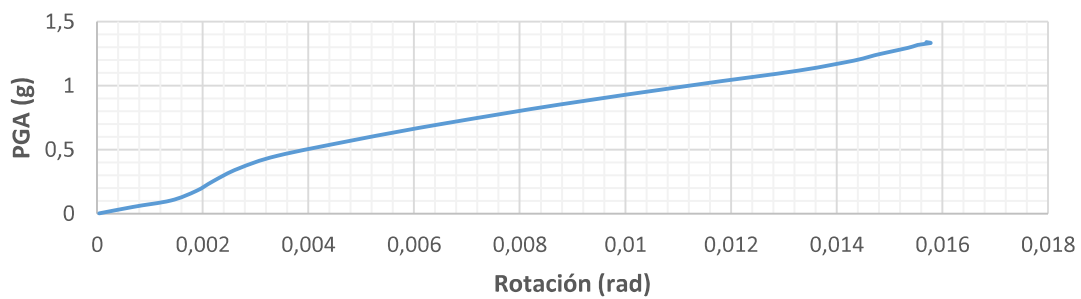
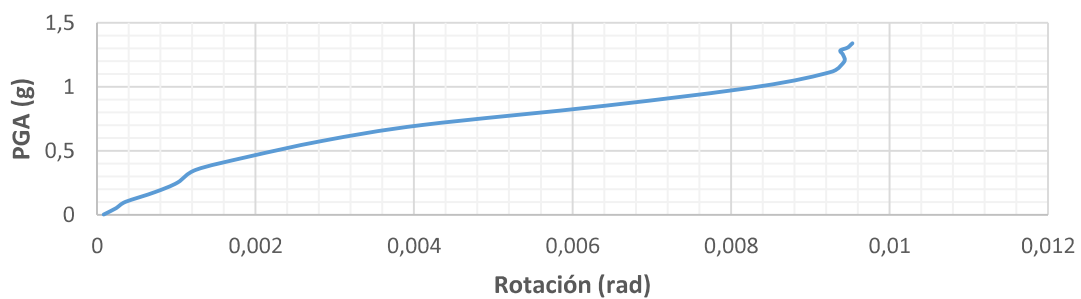
PROGRAMAS UTILIZADOS PARA MODELAR EN OPENEES BLOQUE B

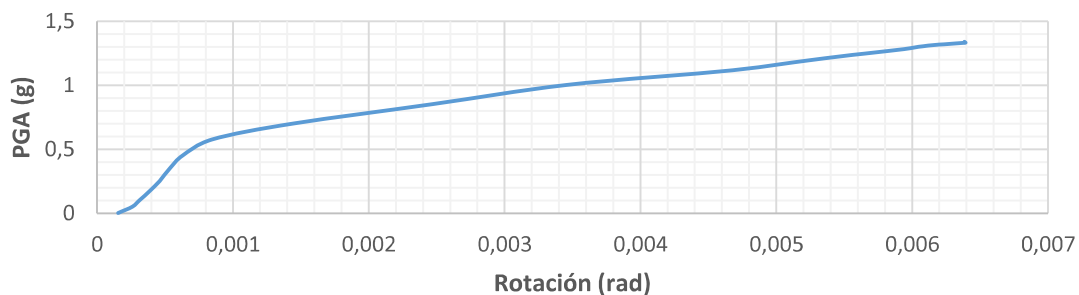
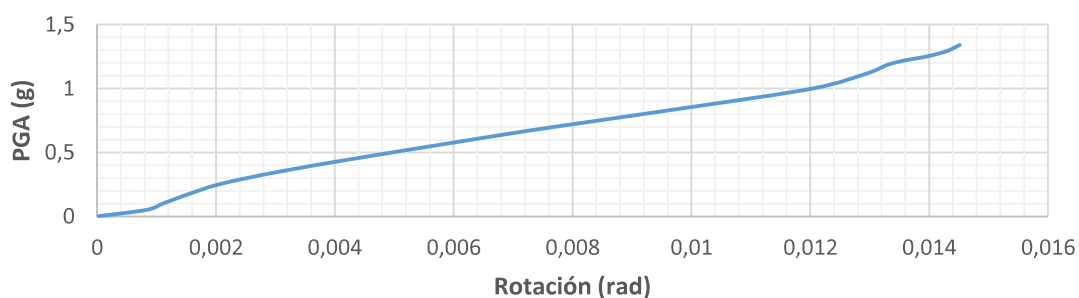
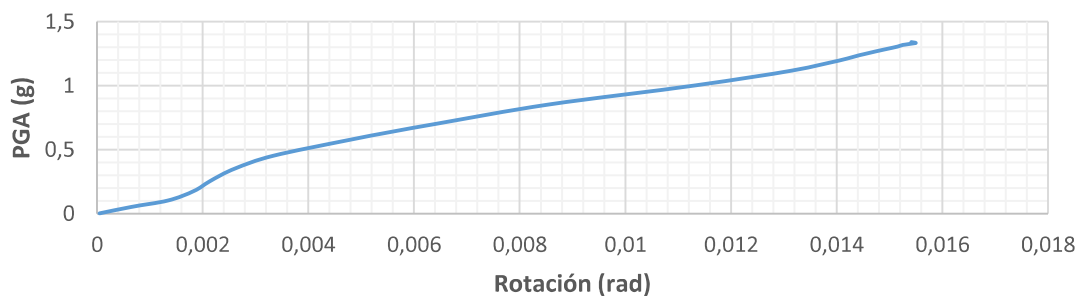
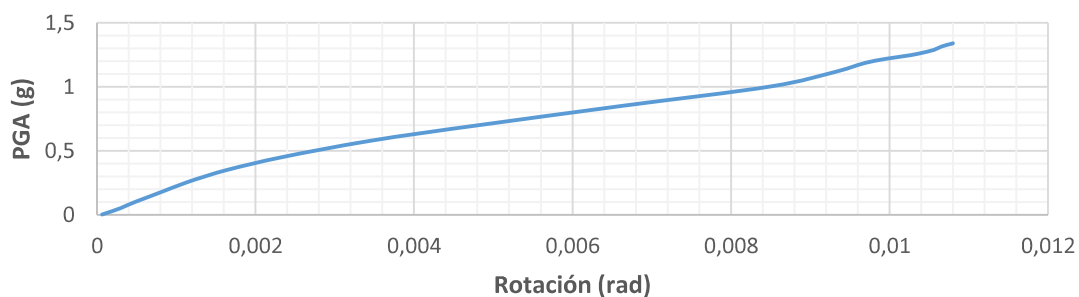
ANEXO N° 11

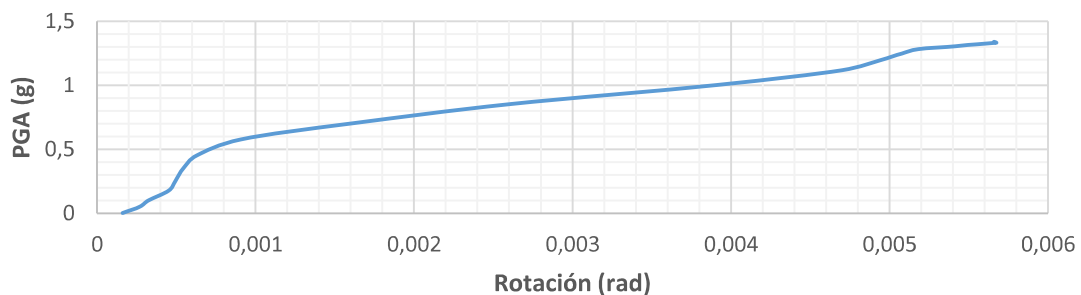
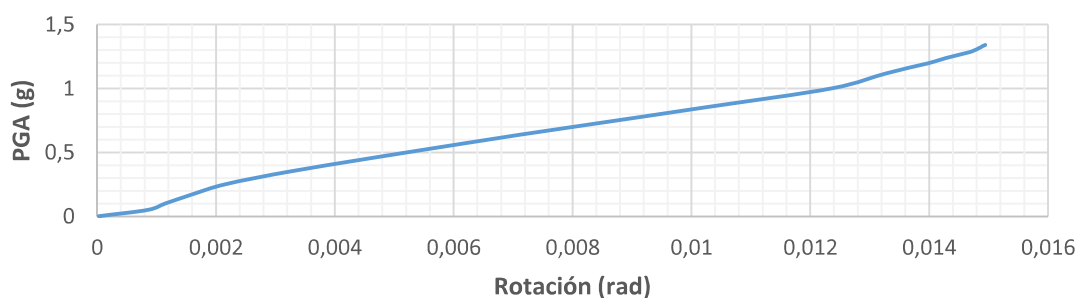
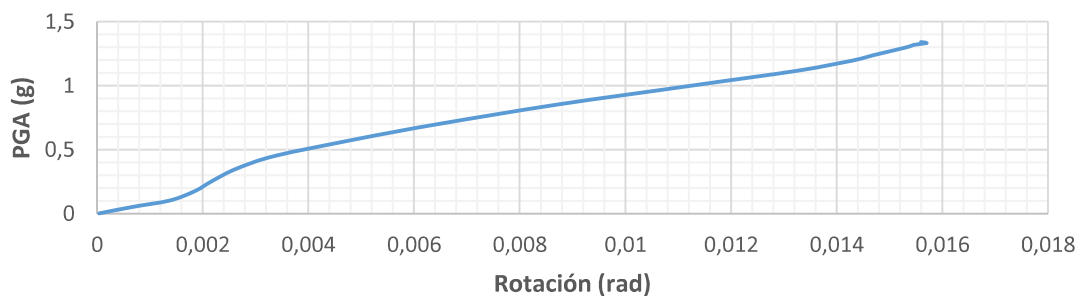
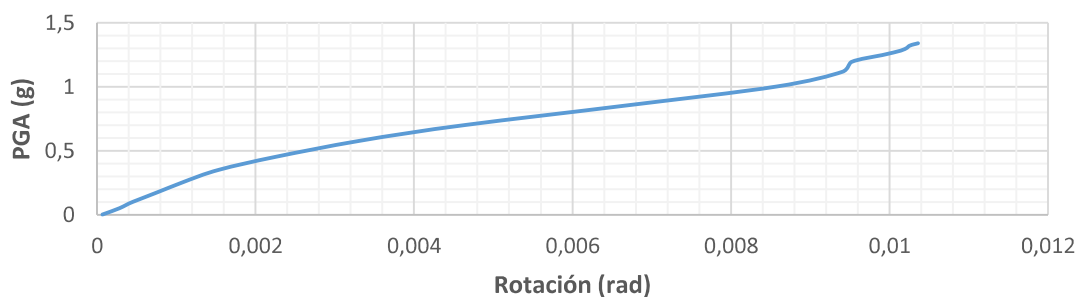
CURVAS IDA: PGA VS ROTACIÓN DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO
DEL BLOQUE ADMINISTRATIVO

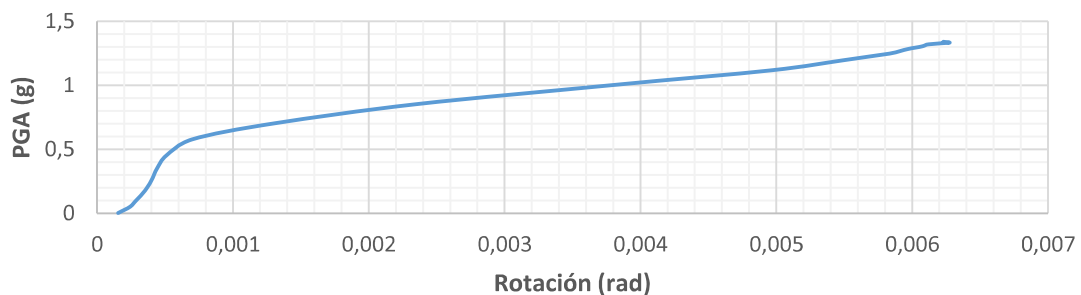
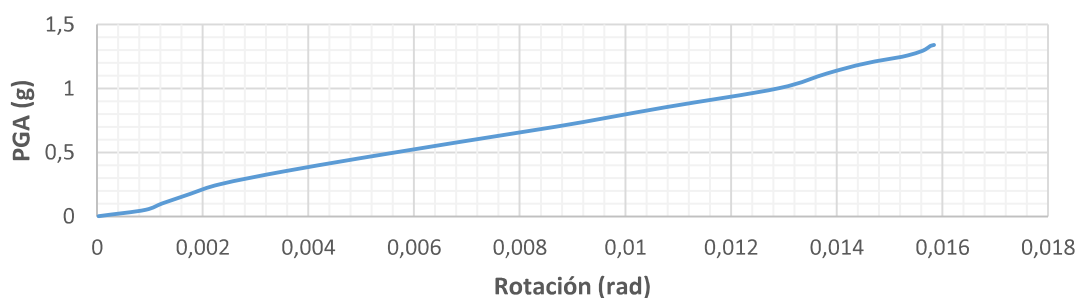
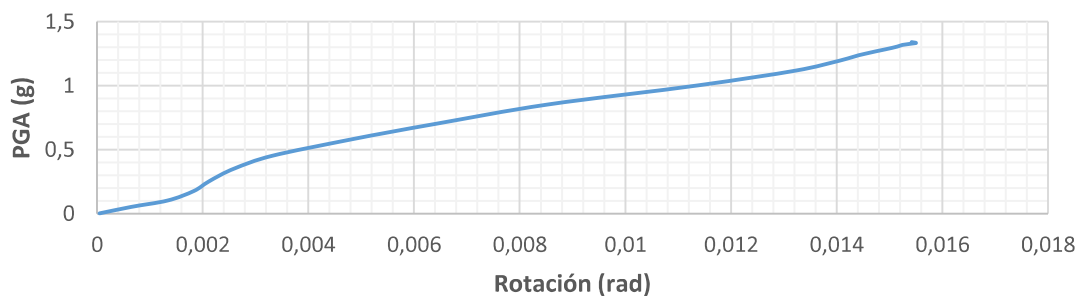
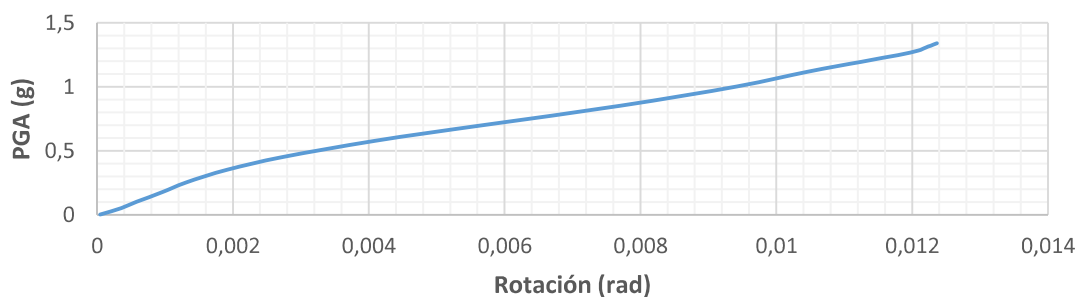


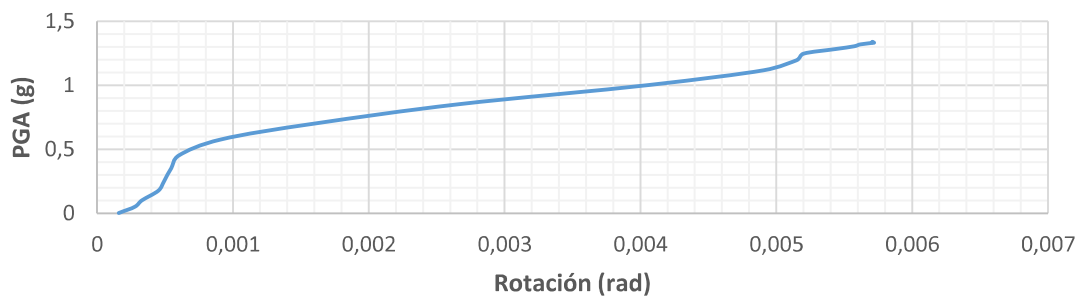
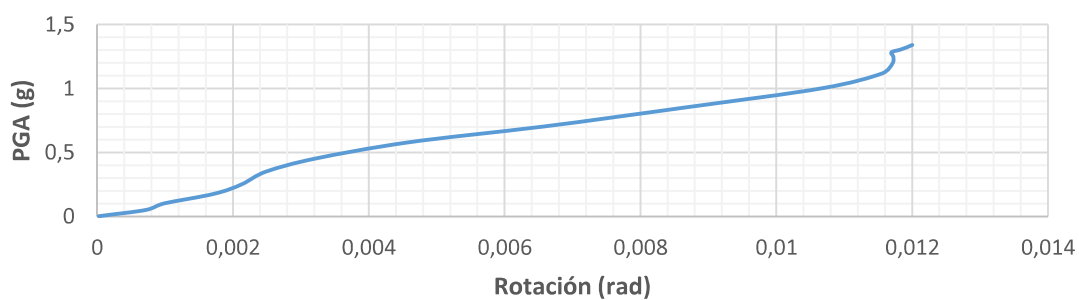
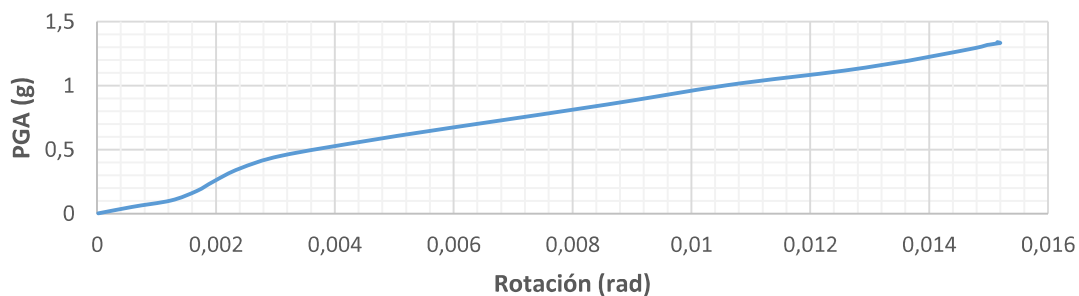
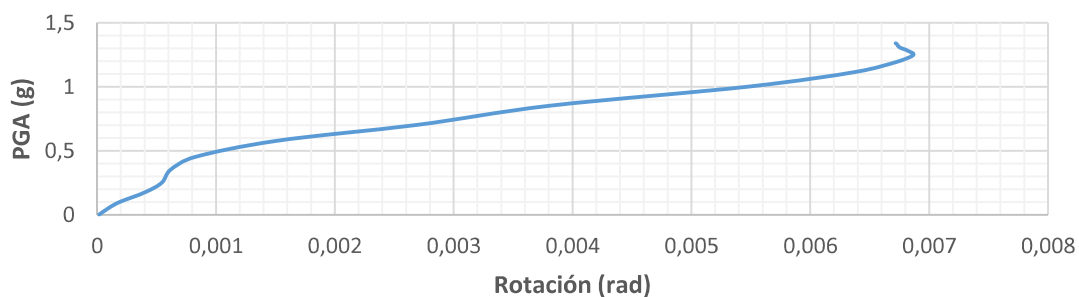
Giro superior en y de la columna 1***Giro inferior en x de la columna 2******Giro inferior en y de la columna 2******Giro superior en x de la columna 2***

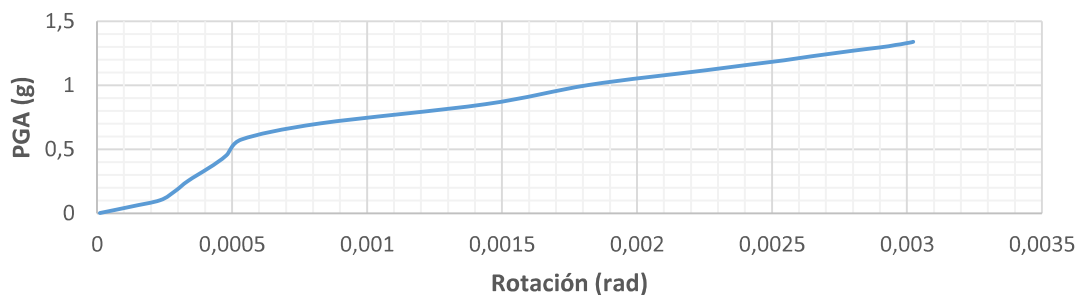
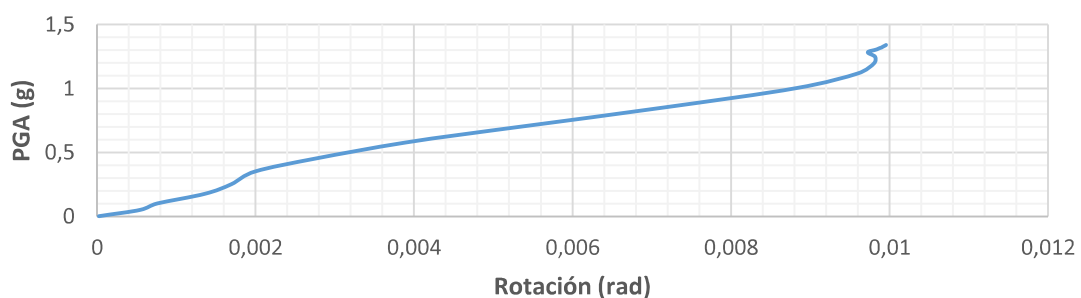
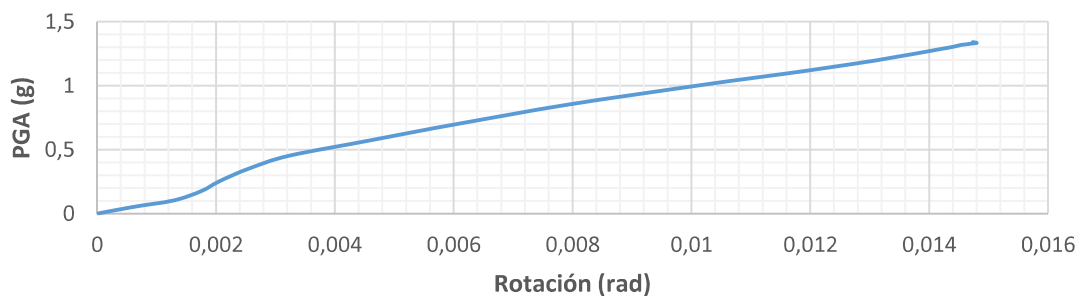
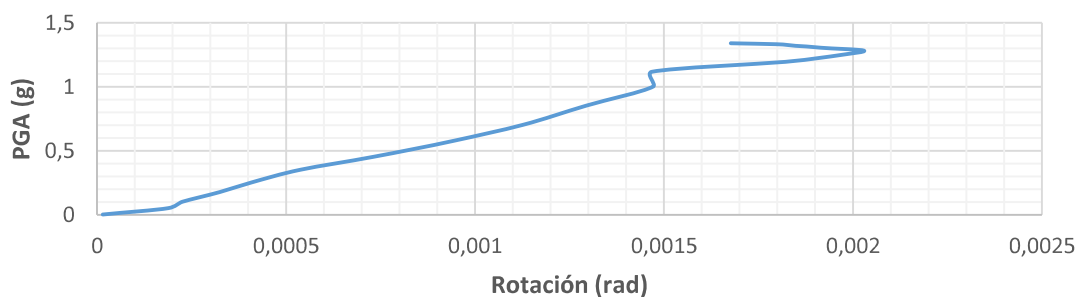
Giro superior en y de la columna 2***Giro inferior en x de la columna 3******Giro inferior en y de la columna 3******Giro superior en x de la columna 3***

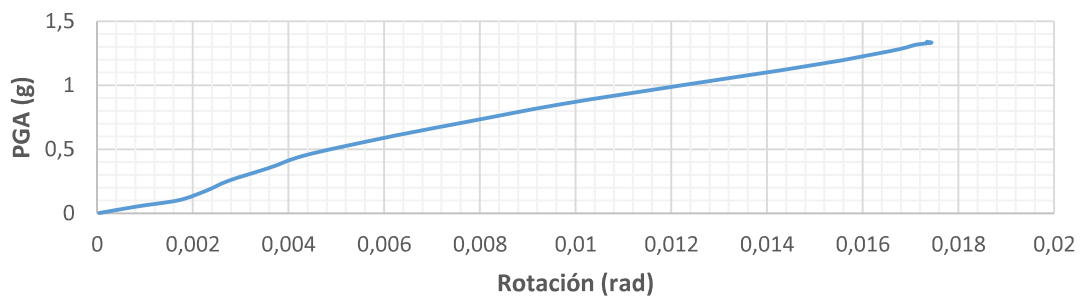
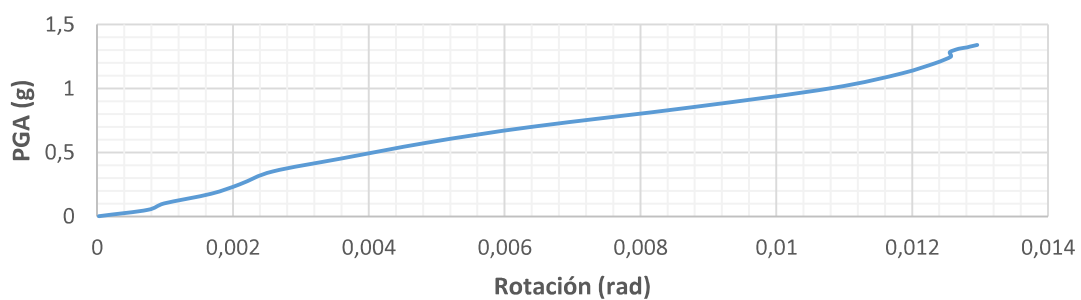
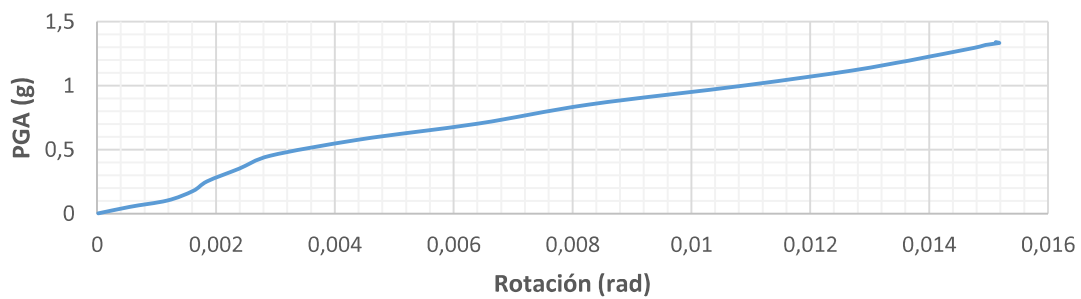
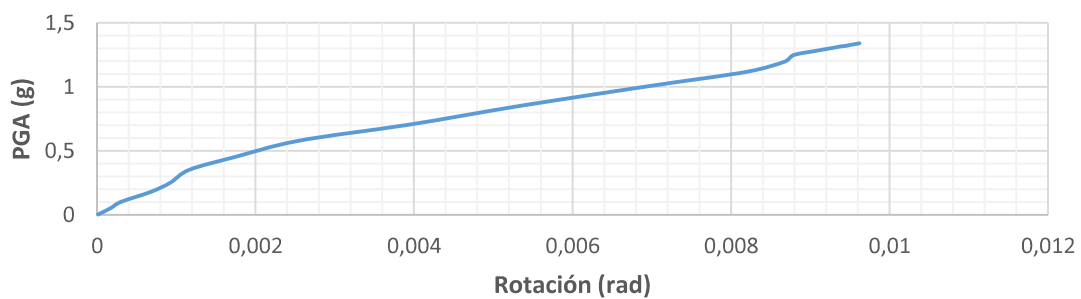
Giro superior en y de la columna 3***Giro inferior en x de la columna 4******Giro inferior en y de la columna 4******Giro superior en x de la columna 4***

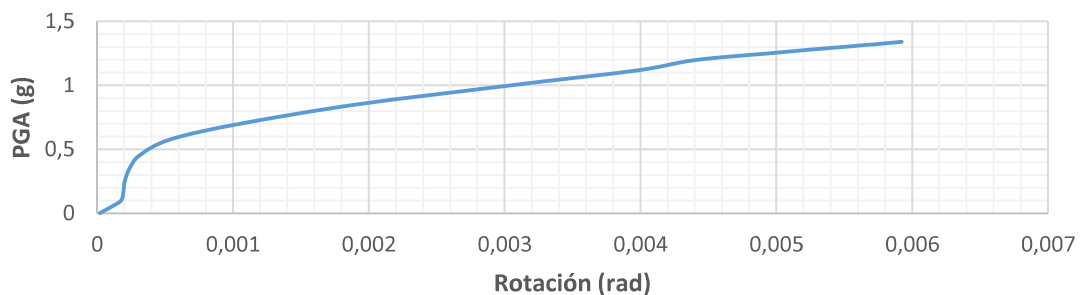
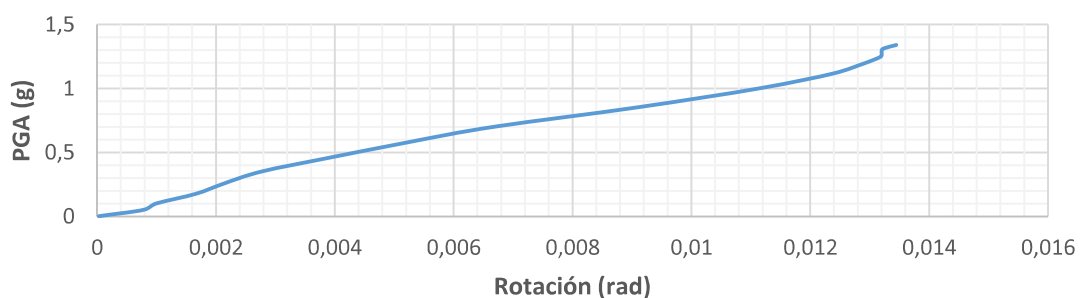
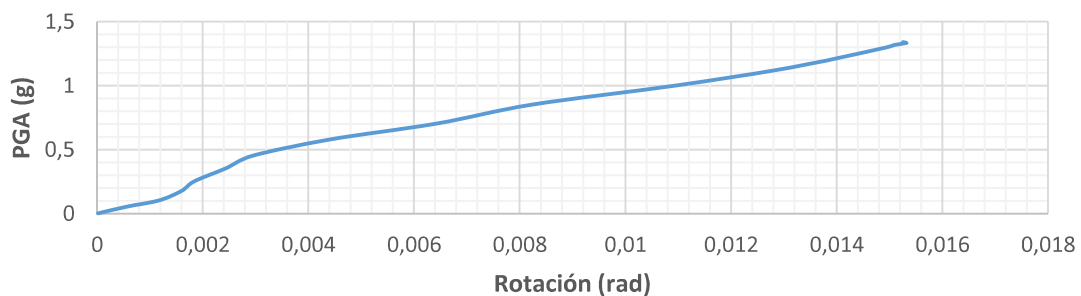
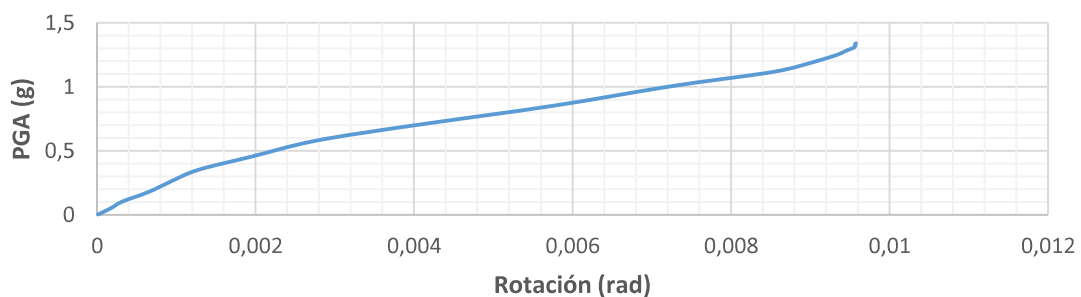
Giro superior en y de la columna 4***Giro inferior en x de la columna 5******Giro inferior en y de la columna 5******Giro superior en x de la columna 5***

Giro superior en y de la columna 5***Giro inferior en x de la columna 6******Giro inferior en y de la columna 6******Giro superior en x de la columna 6***

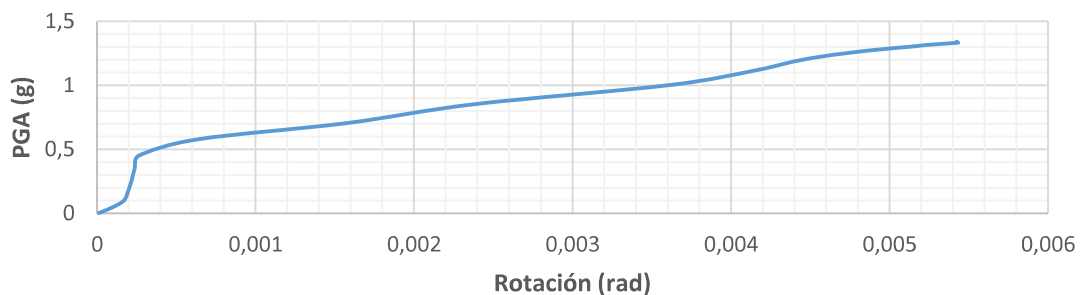
Giro superior en y de la columna 6***Giro inferior en x de la columna 7******Giro inferior en y de la columna 7******Giro superior en x de la columna 7***

Giro superior en y de la columna 7***Giro inferior en x de la columna 8******Giro inferior en y de la columna 8******Giro superior en x de la columna 8***

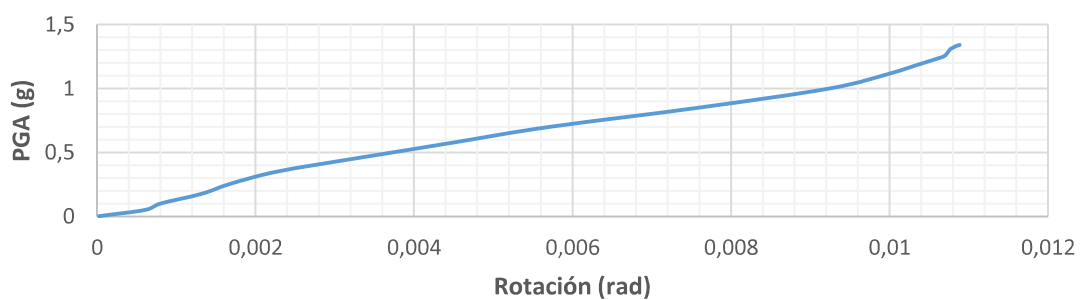
Giro superior en y de la columna 8***Giro inferior en x de la columna 9******Giro inferior en y de la columna 9******Giro superior en x de la columna 9***

Giro superior en y de la columna 9***Giro inferior en x de la columna 10******Giro inferior en y de la columna 10******Giro superior en x de la columna 10***

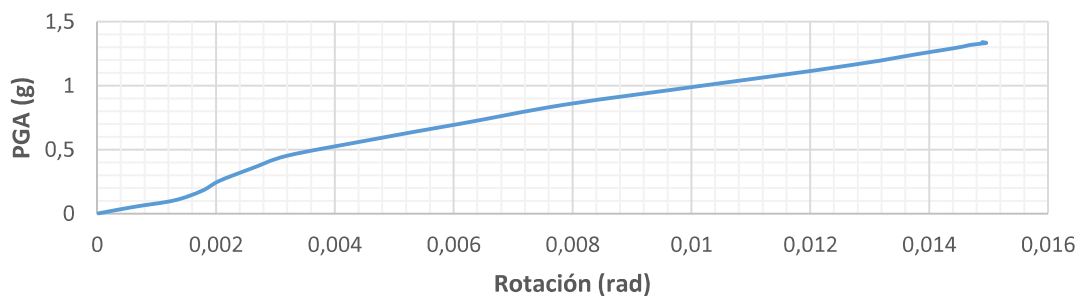
Giro superior en y de la columna 10



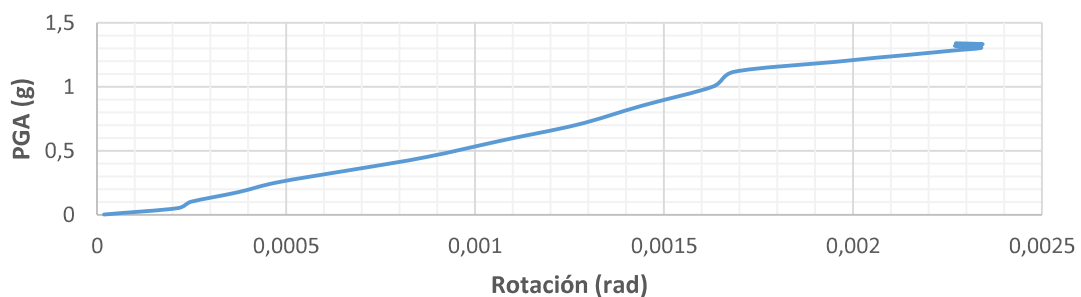
Giro inferior en x de la columna 11



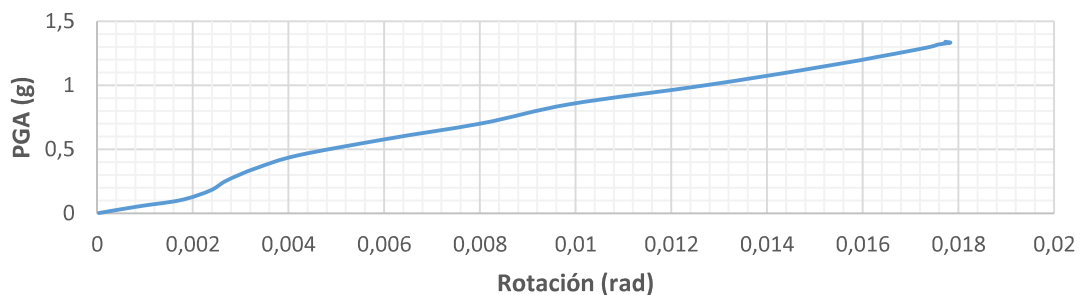
Giro inferior en y de la columna 11



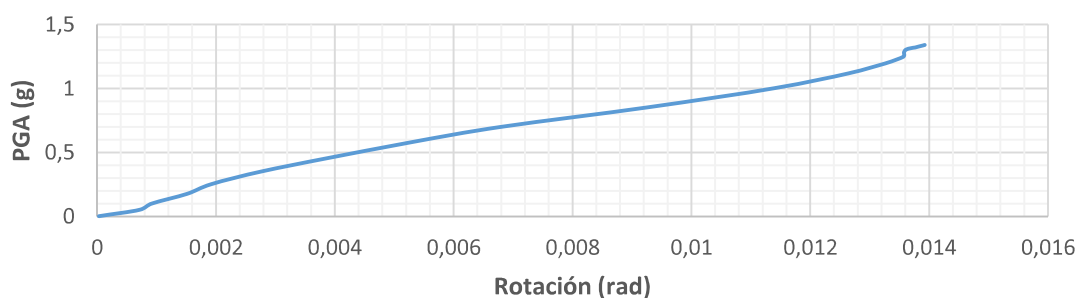
Giro superior en x de la columna 11



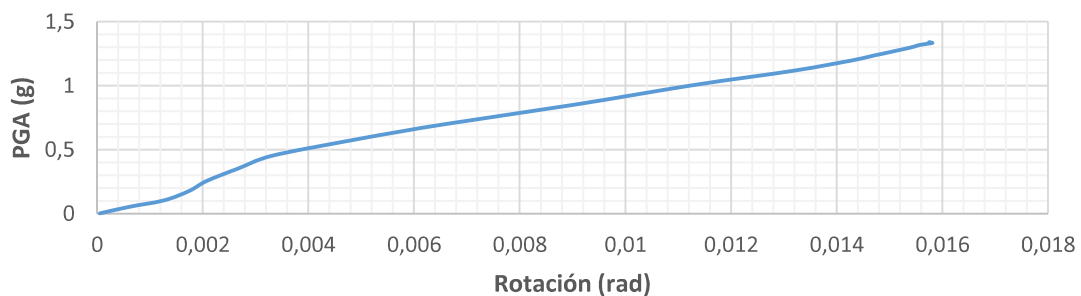
Giro superior en y de la columna 11



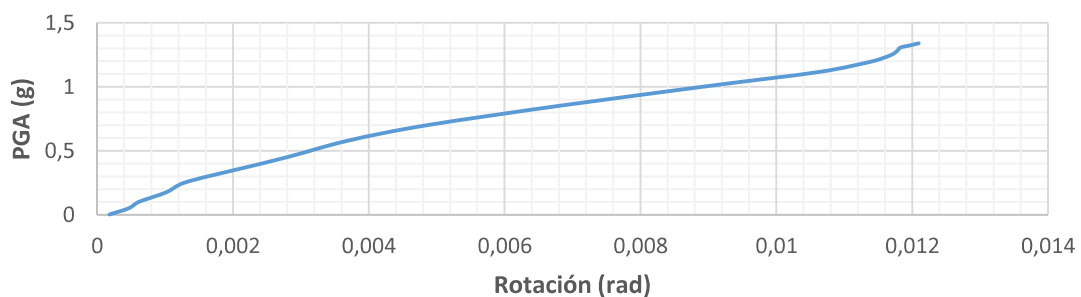
Giro inferior en x de la columna 12

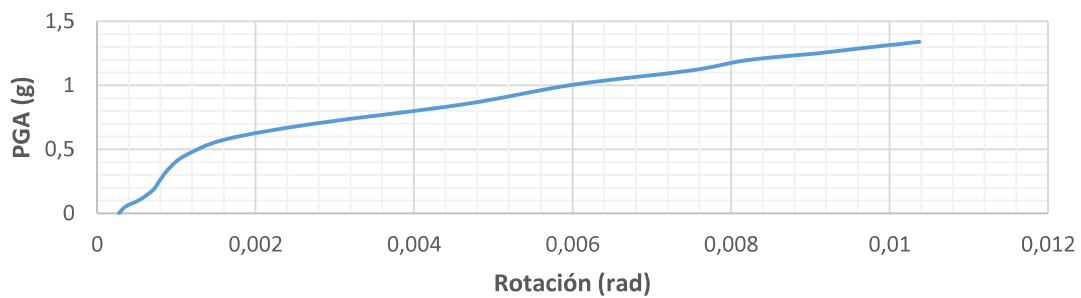
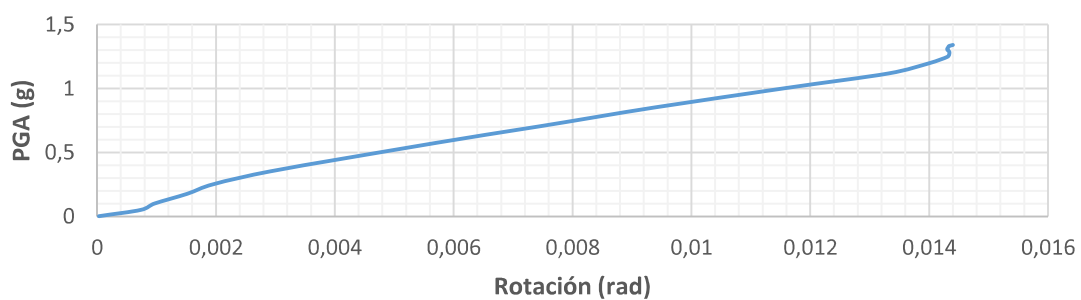
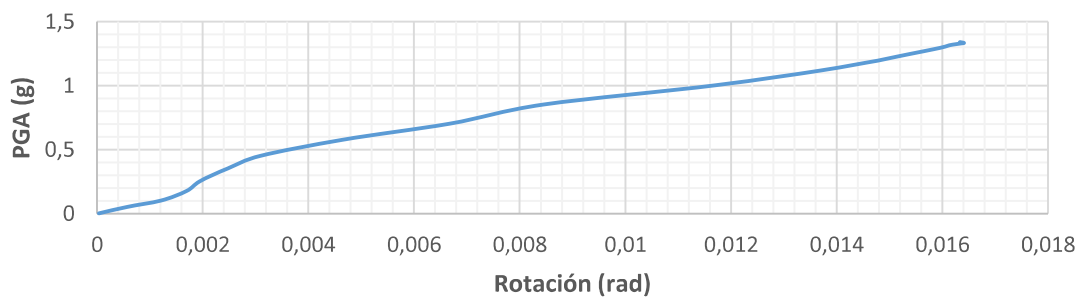
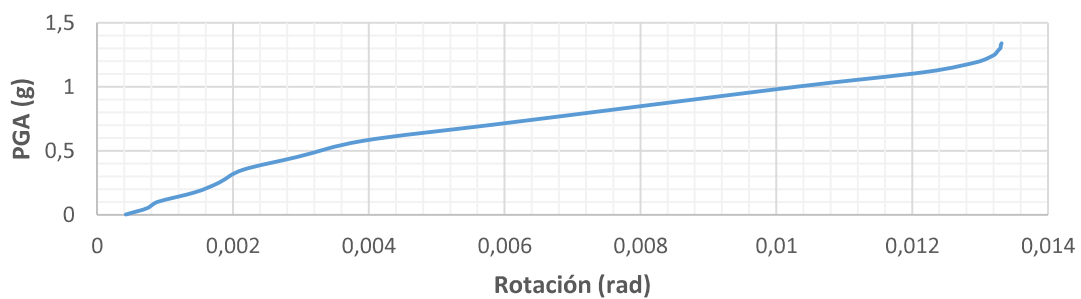


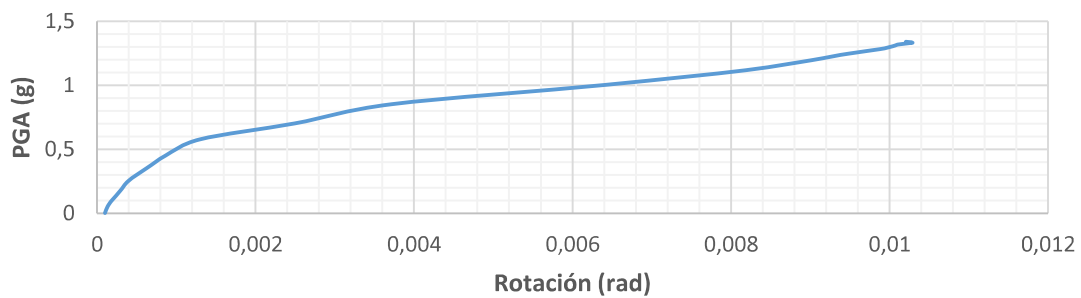
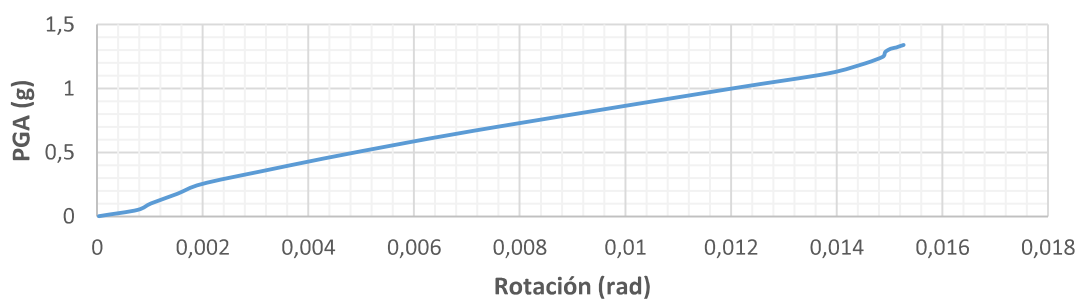
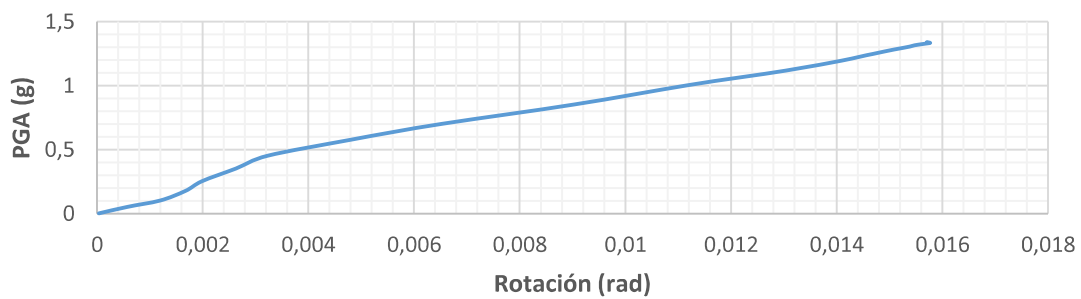
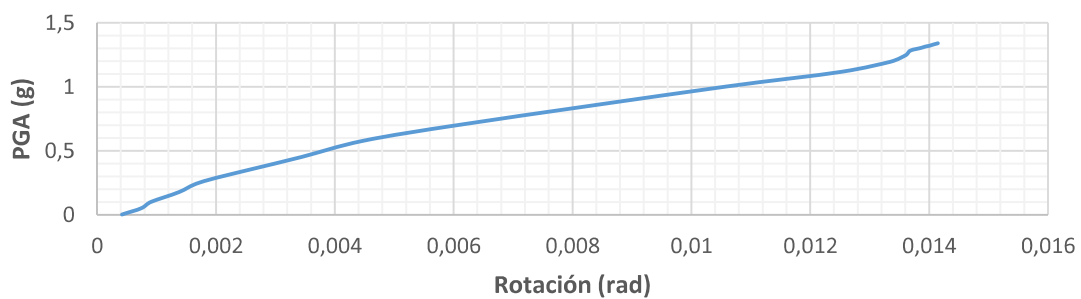
Giro inferior en y de la columna 12

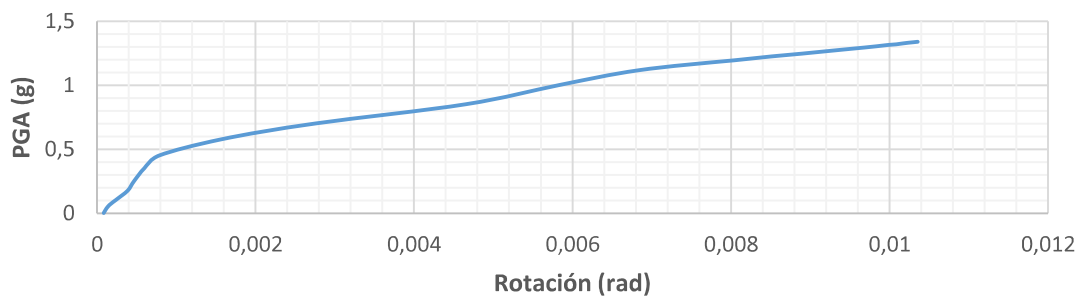
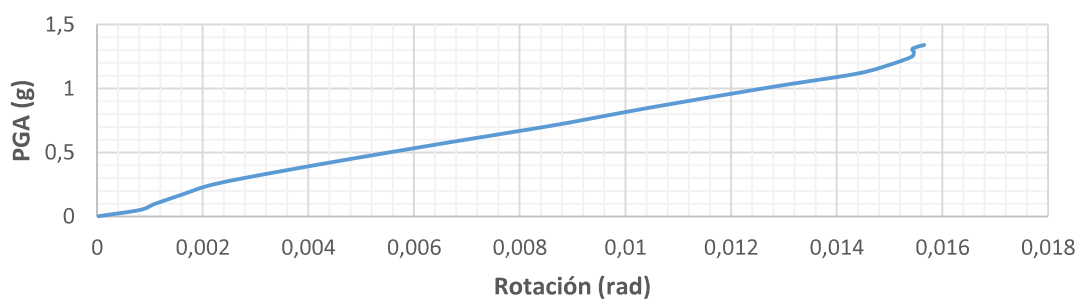
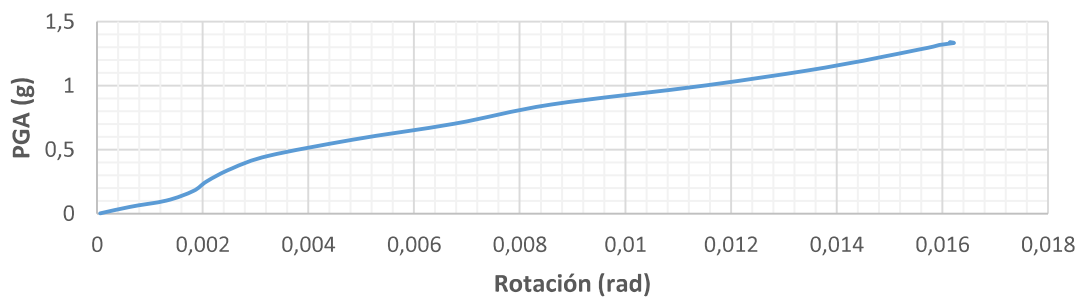
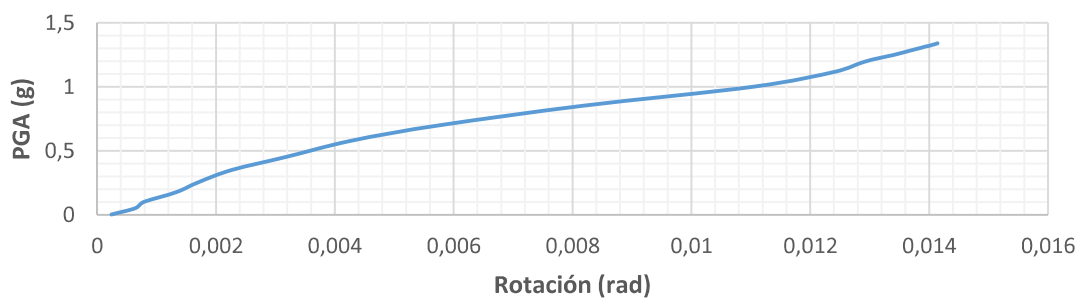


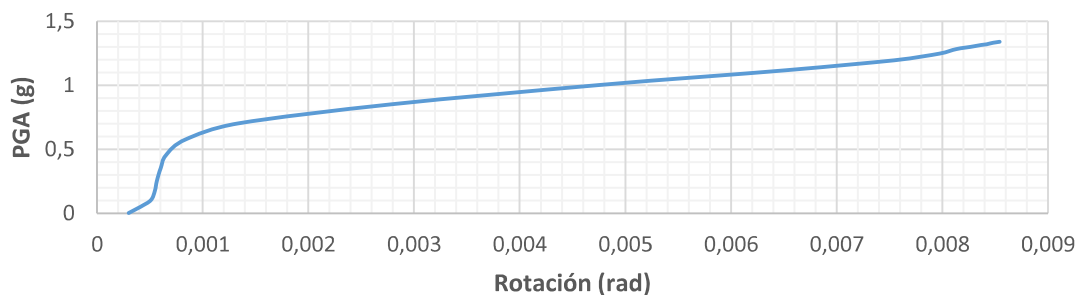
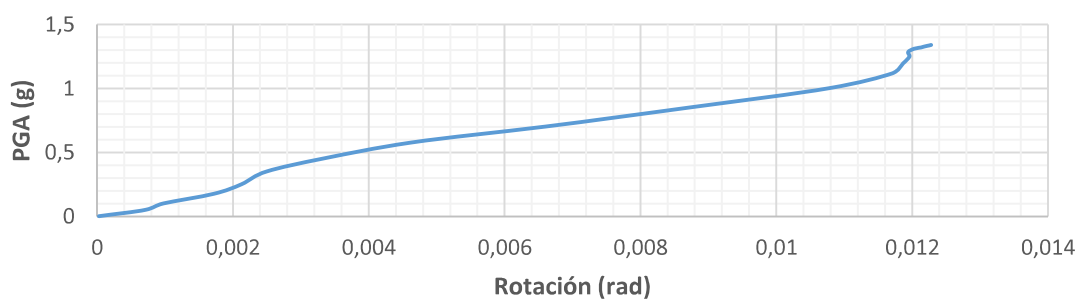
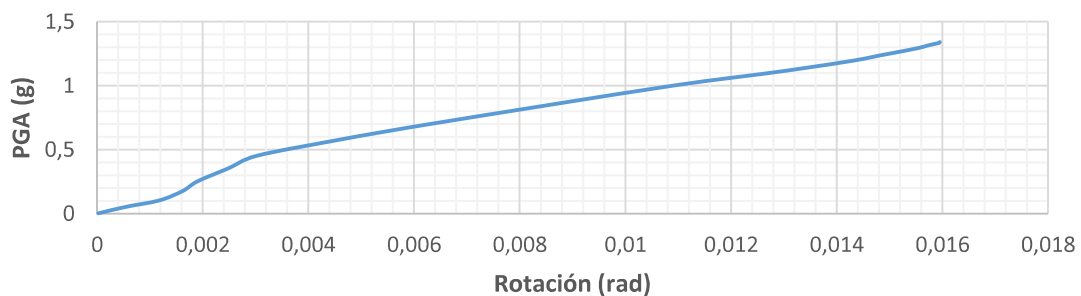
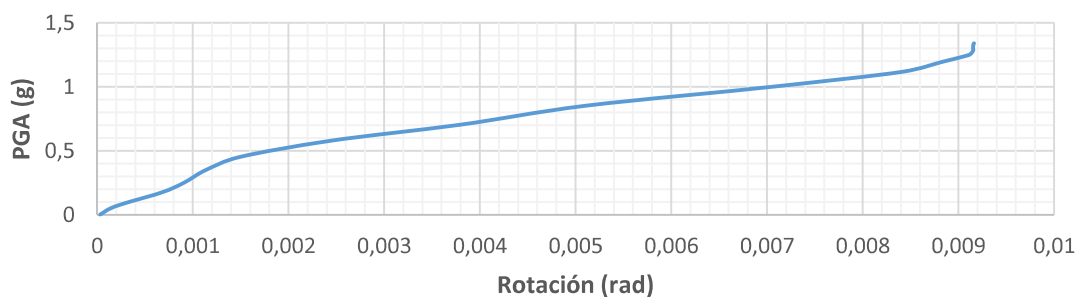
Giro superior en x de la columna 12

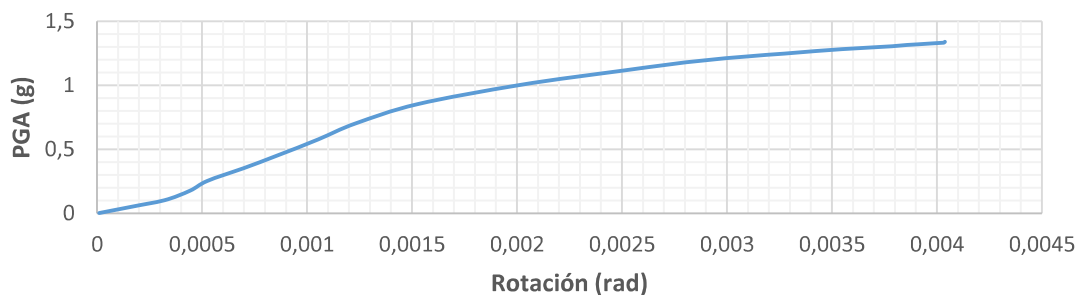
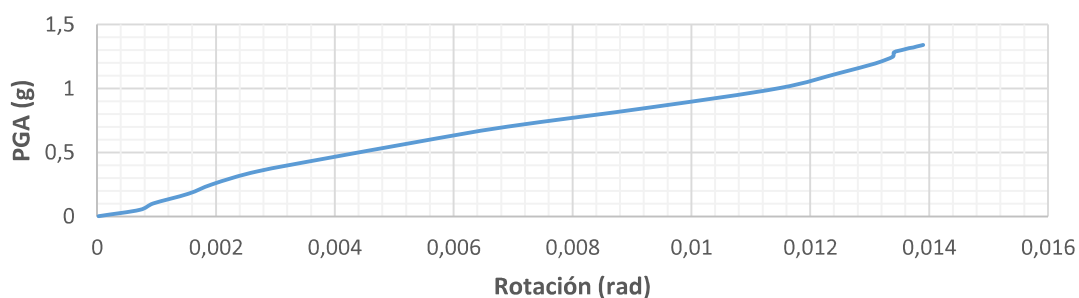
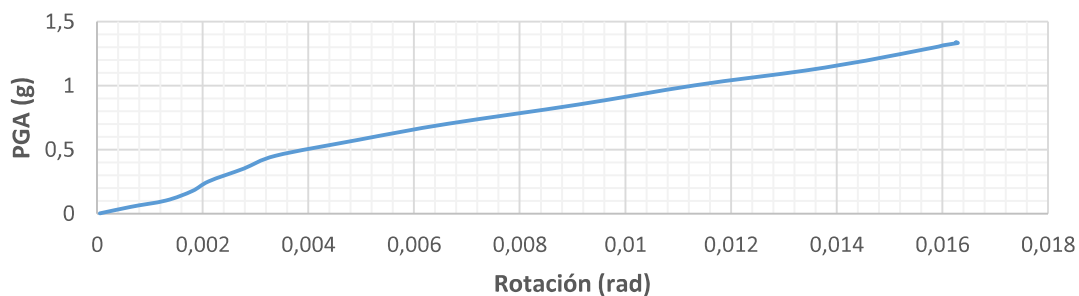
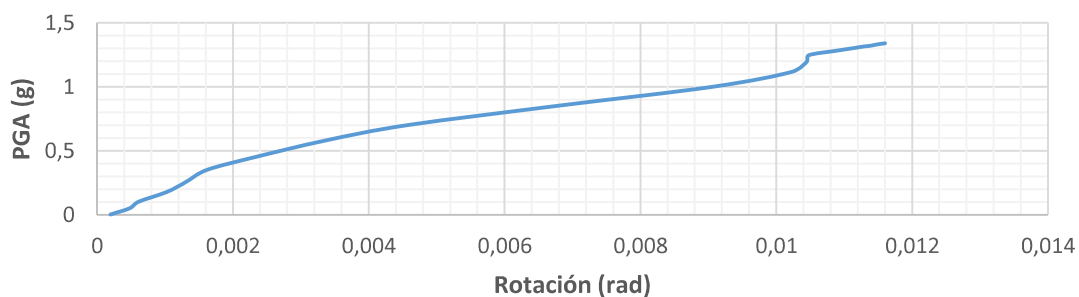


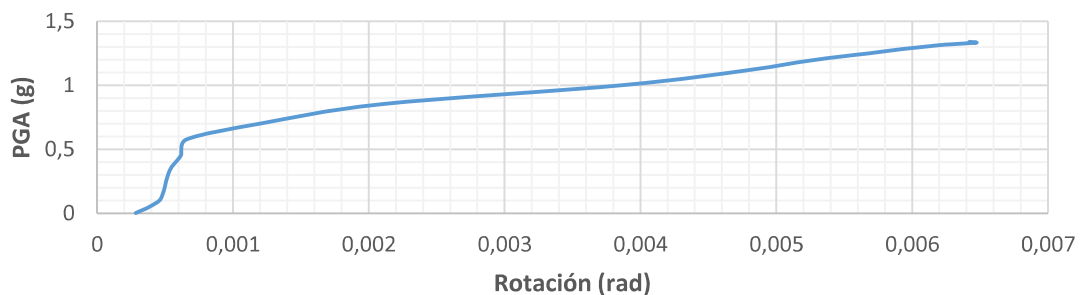
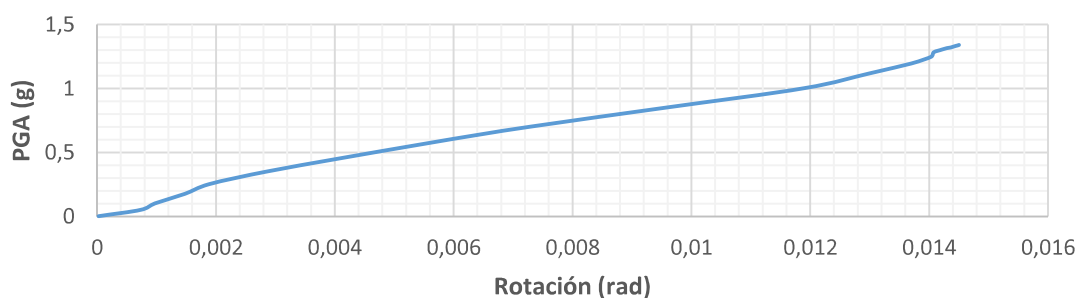
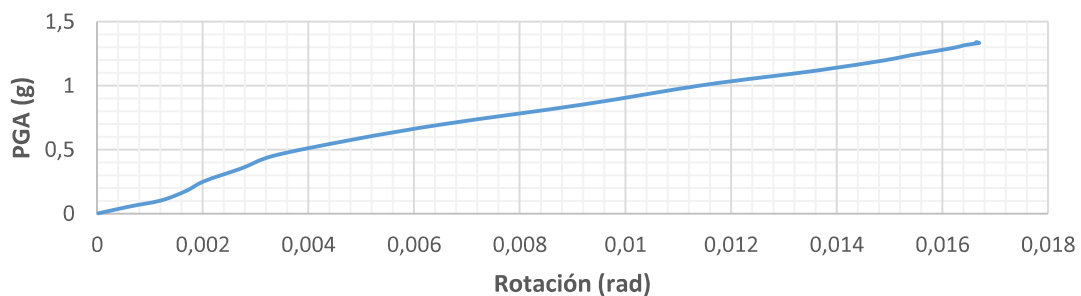
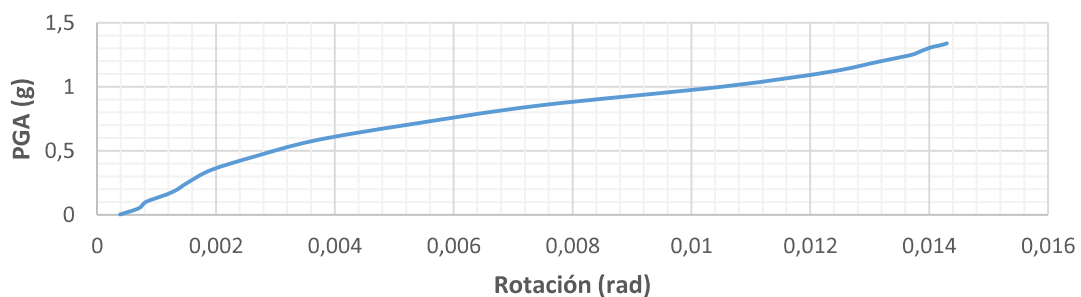
Giro superior en y de la columna 12***Giro inferior en x de la columna 13******Giro inferior en y de la columna 13******Giro superior en x de la columna 13***

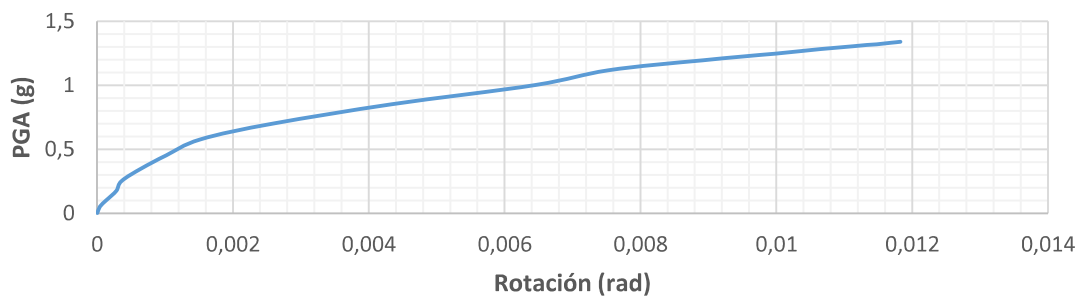
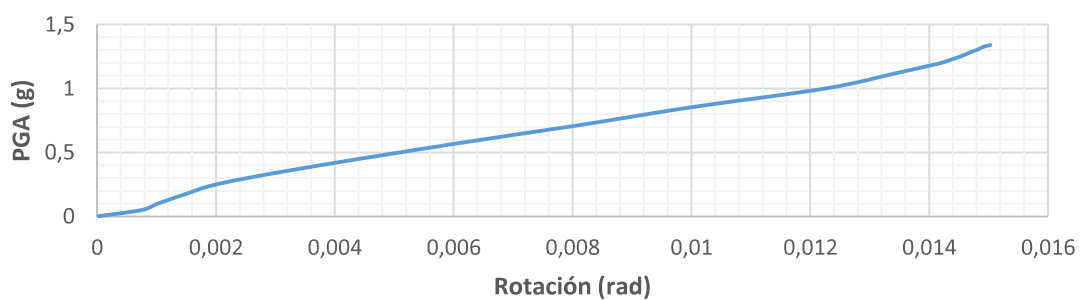
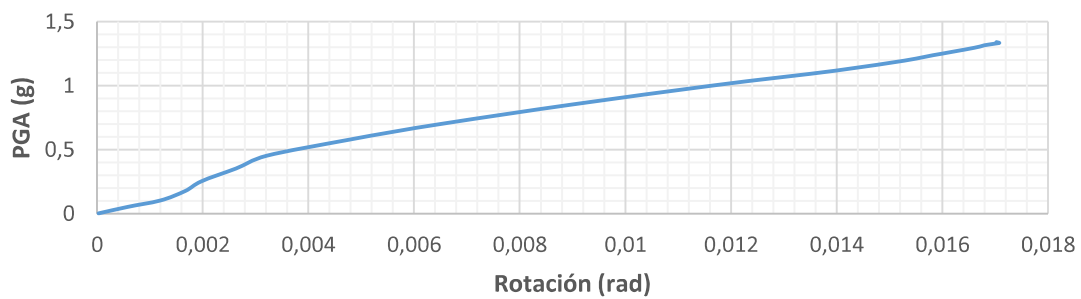
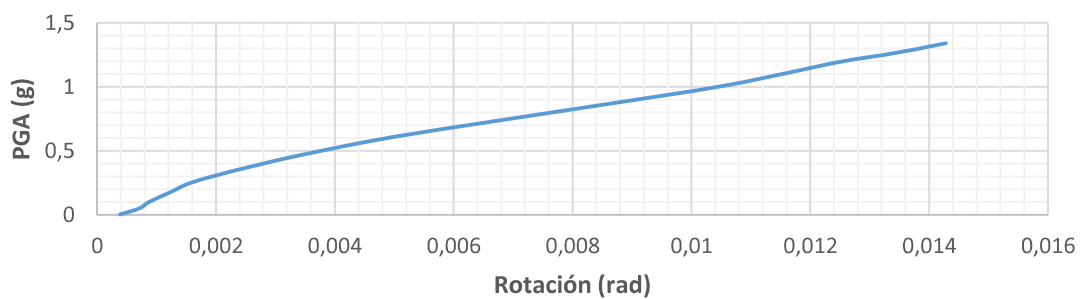
Giro superior en y de la columna 13***Giro inferior en x de la columna 14******Giro inferior en y de la columna 14******Giro superior en x de la columna 14***

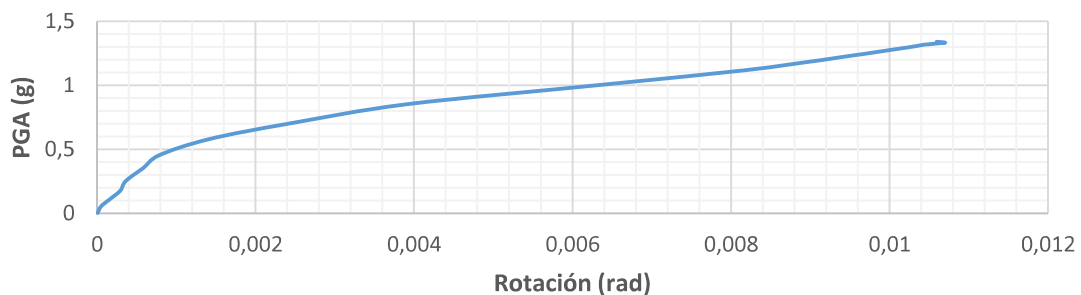
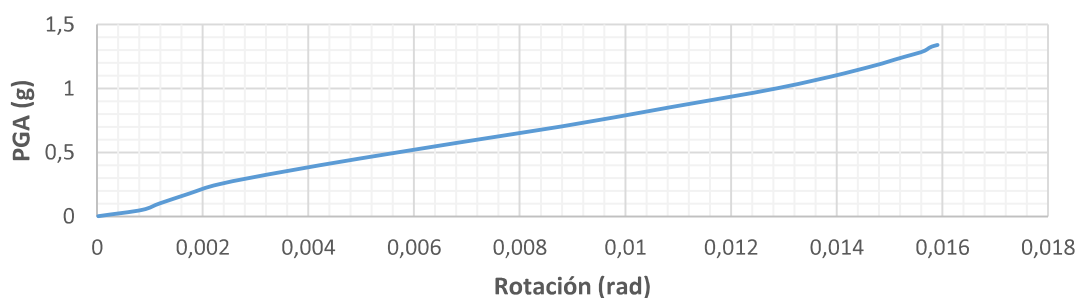
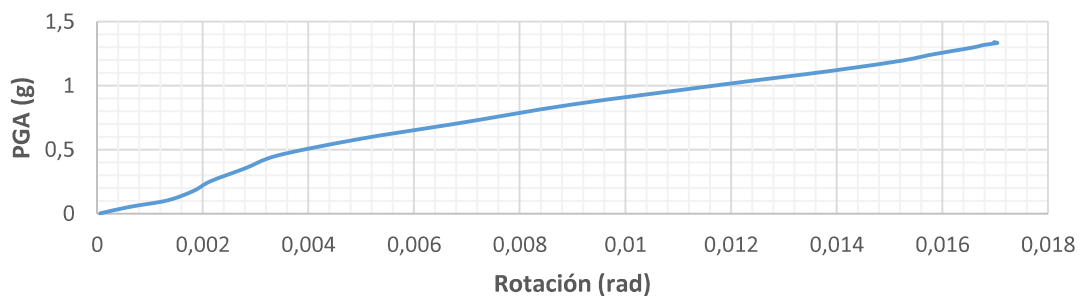
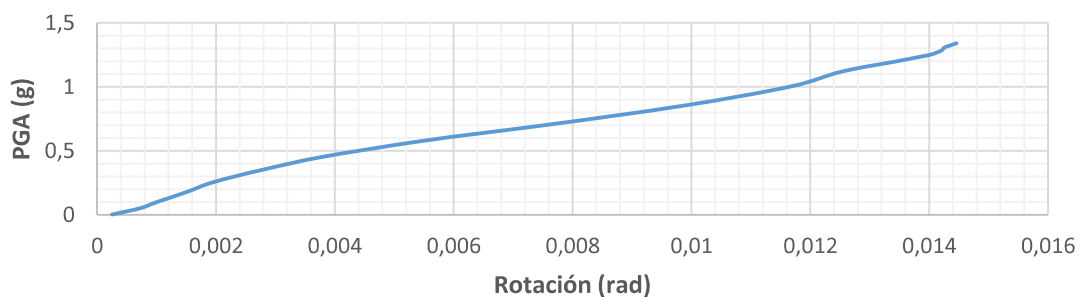
Giro superior en y de la columna 14***Giro inferior en x de la columna 15******Giro inferior en y de la columna 15******Giro superior en x de la columna 15***

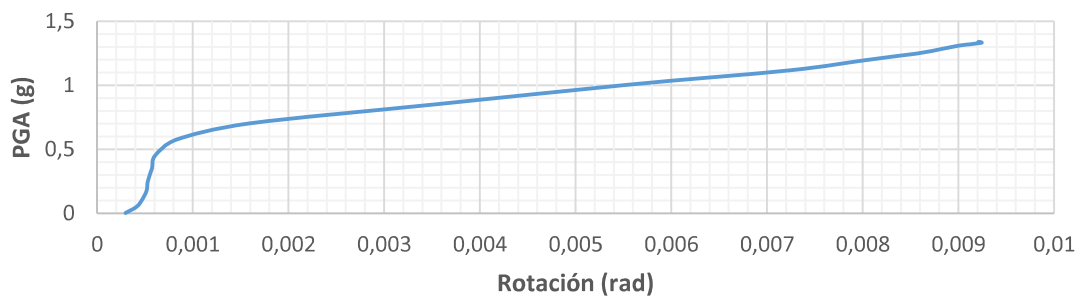
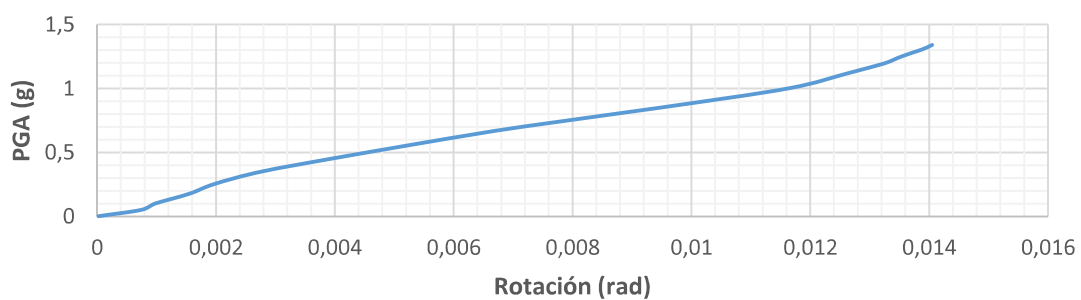
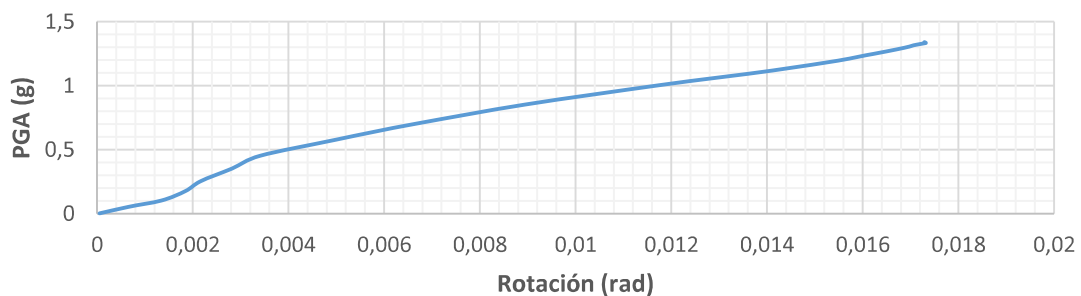
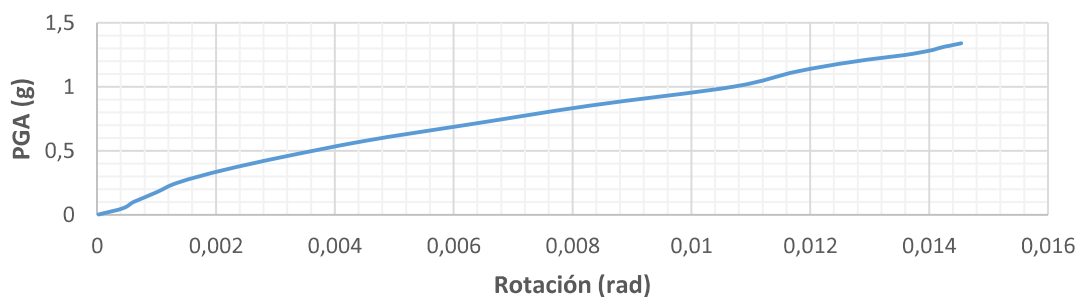
Giro superior en y de la columna 15***Giro inferior en x de la columna 16******Giro inferior en y de la columna 16******Giro superior en x de la columna 16***

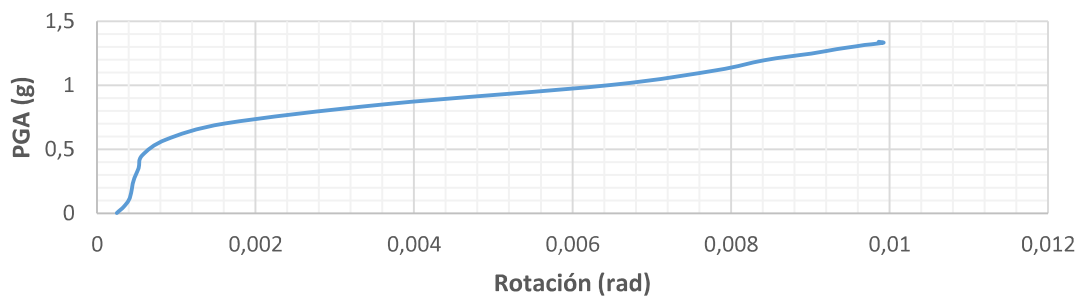
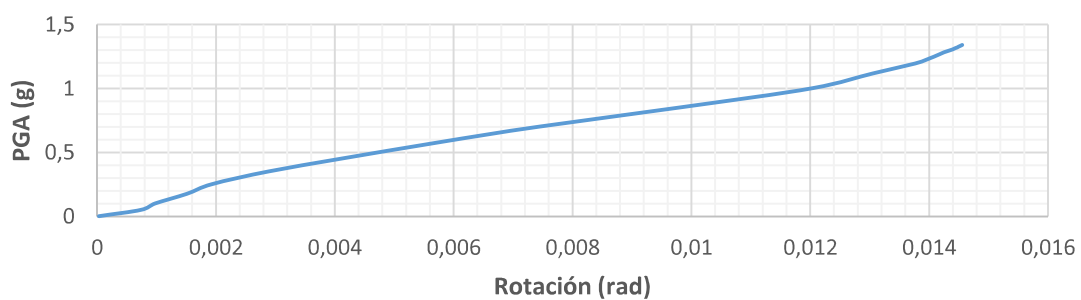
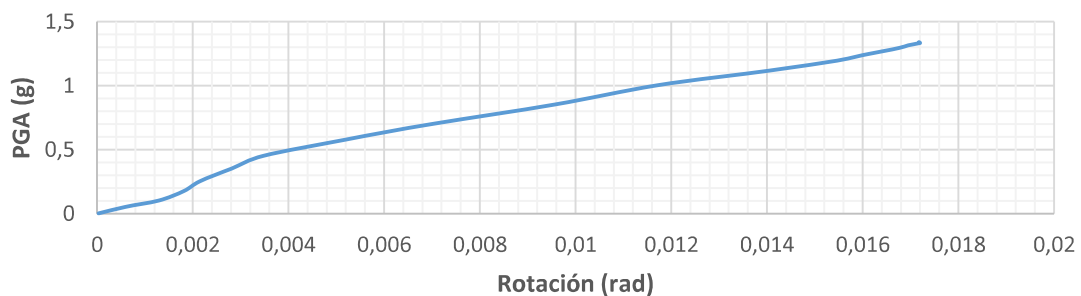
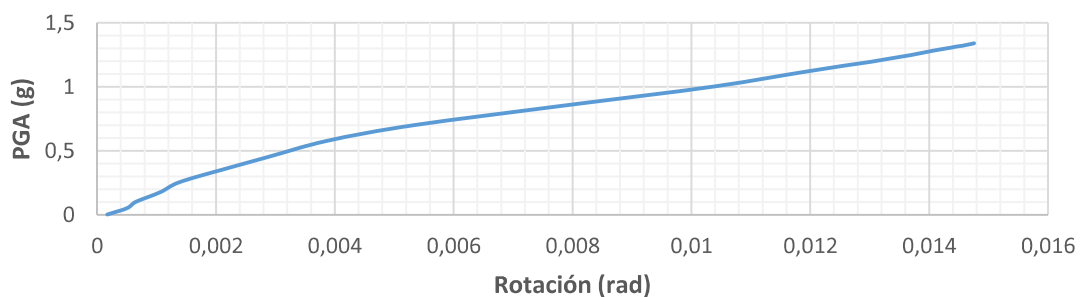
Giro superior en y de la columna 16***Giro inferior en x de la columna 17******Giro inferior en y de la columna 17******Giro superior en x de la columna 17***

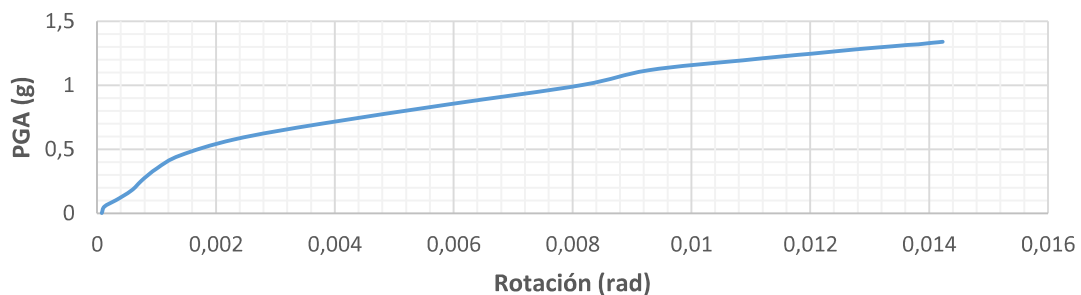
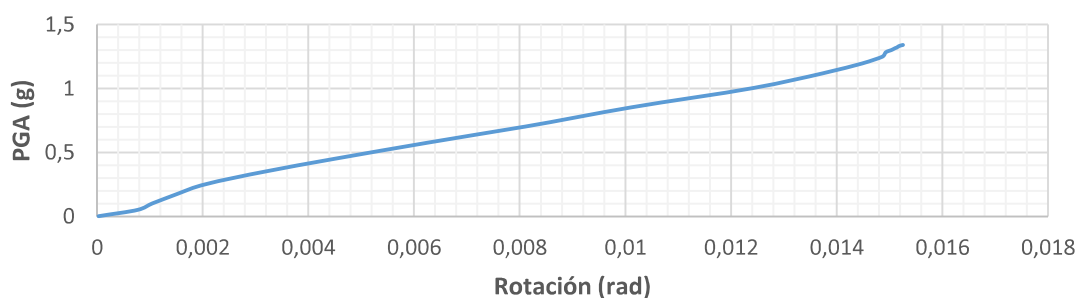
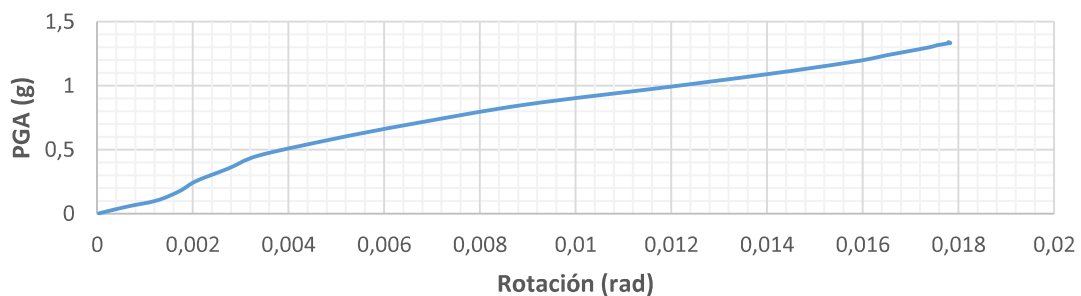
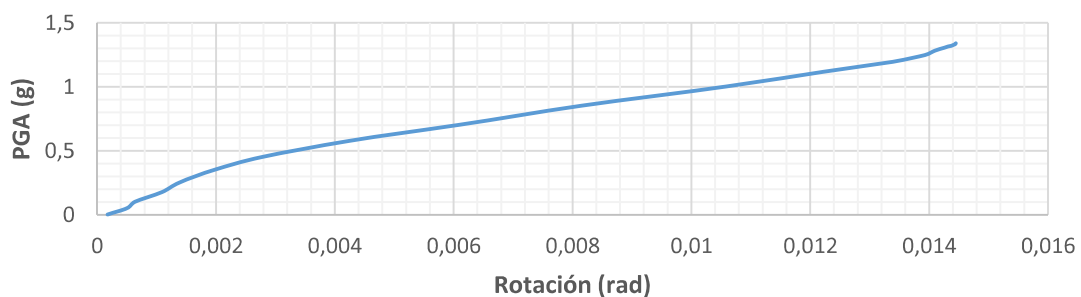
Giro superior en y de la columna 17***Giro inferior en x de la columna 18******Giro inferior en y de la columna 18******Giro superior en x de la columna 18***

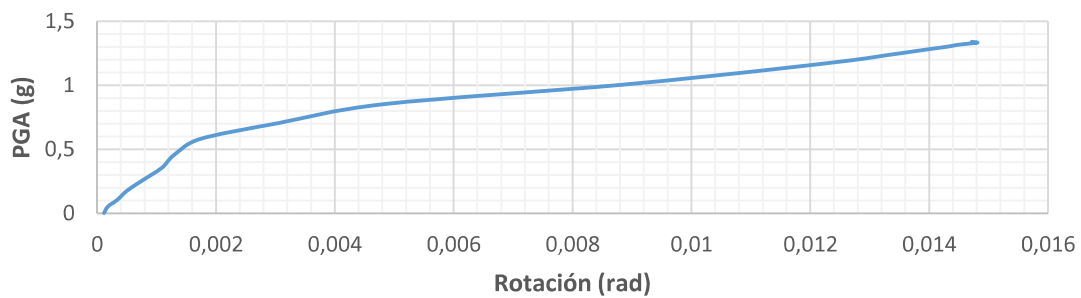
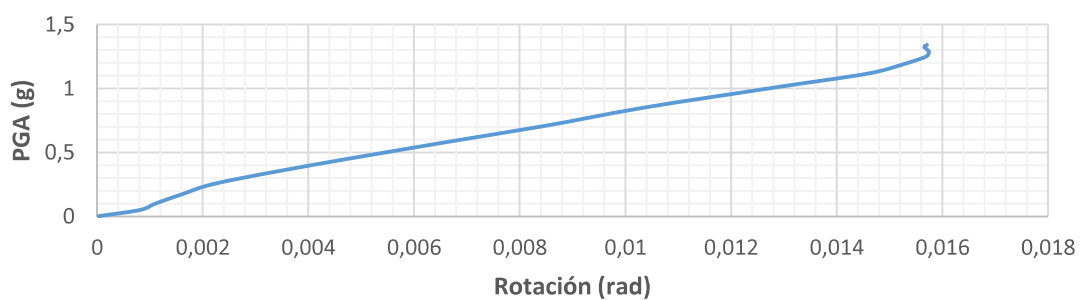
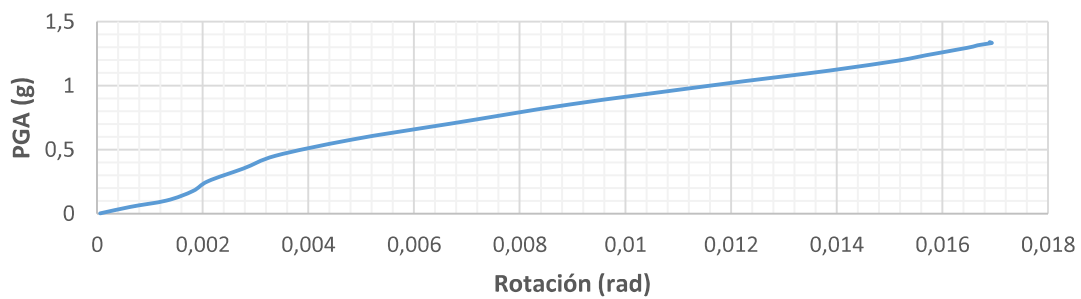
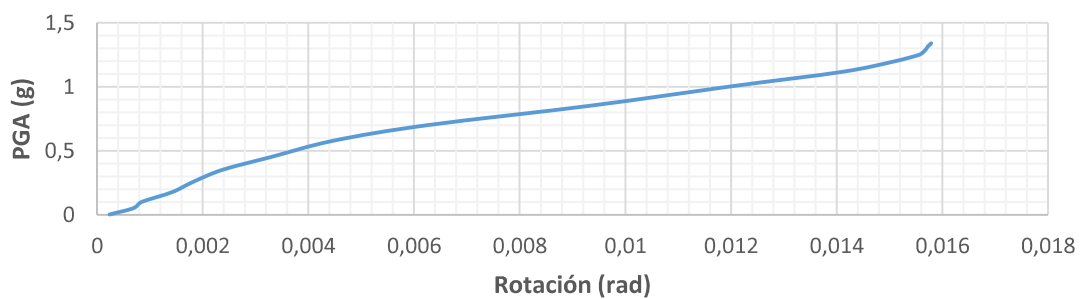
Giro superior en y de la columna 18***Giro inferior en x de la columna 19******Giro inferior en y de la columna 19******Giro superior en x de la columna 19***

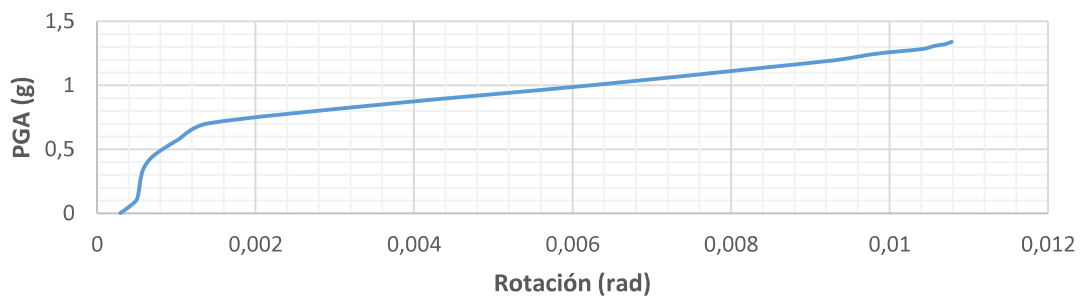
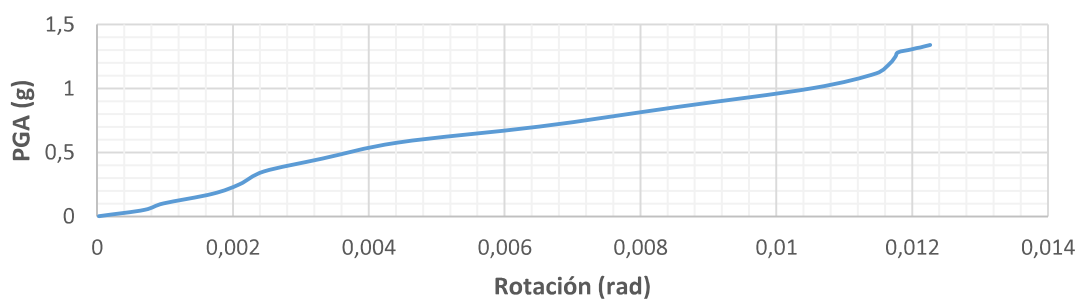
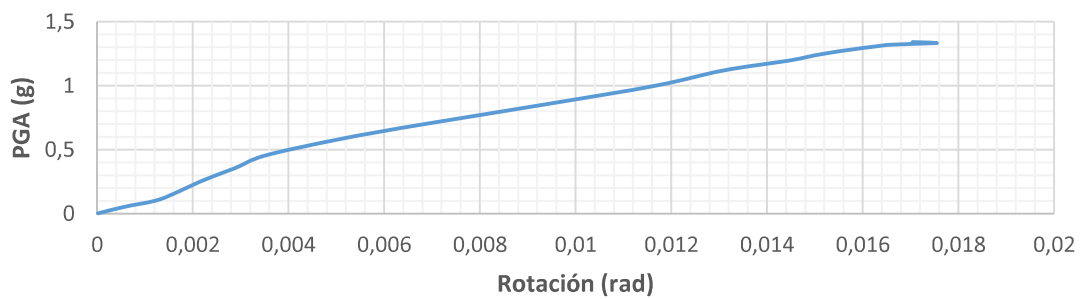
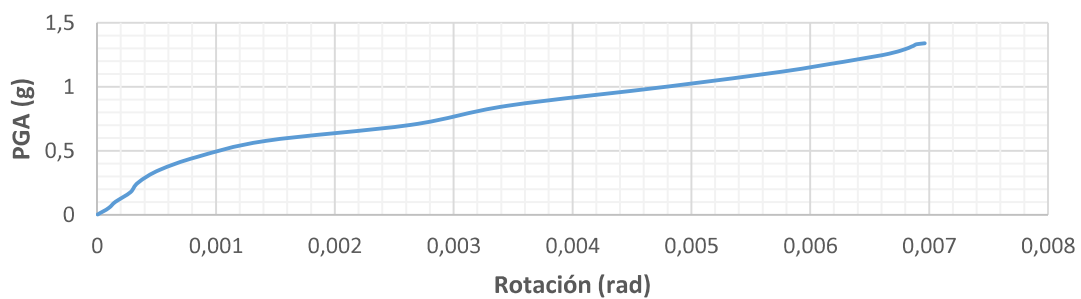
Giro superior en y de la columna 19***Giro inferior en x de la columna 20******Giro inferior en y de la columna 20******Giro superior en x de la columna 20***

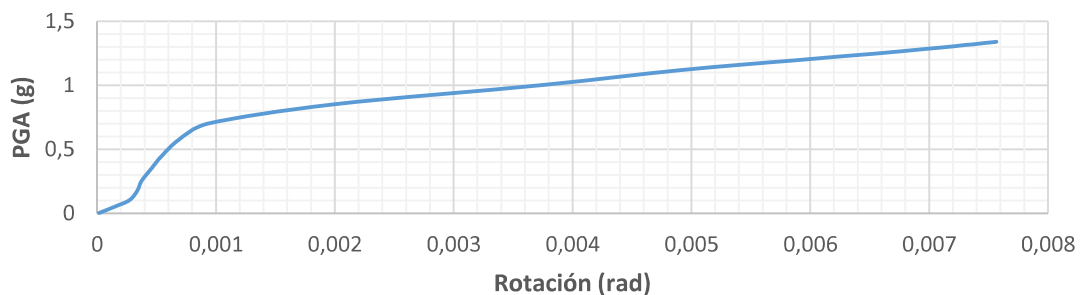
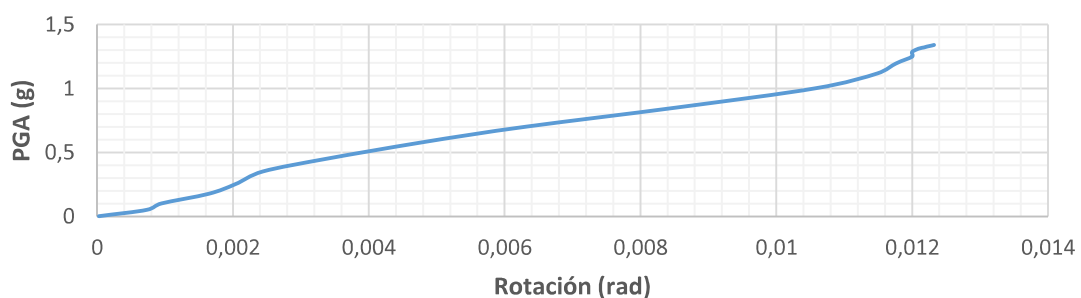
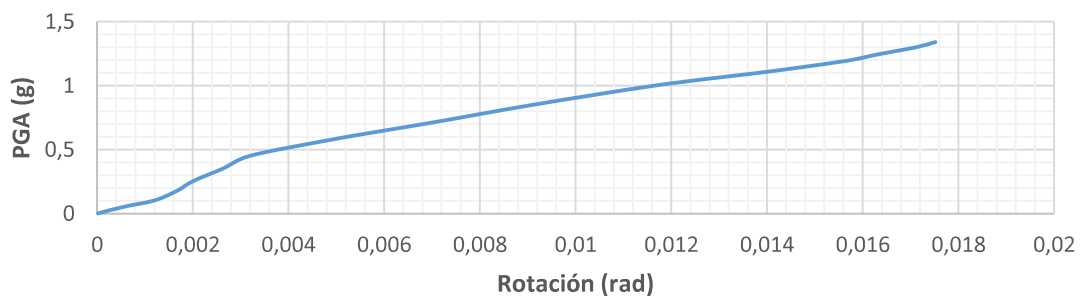
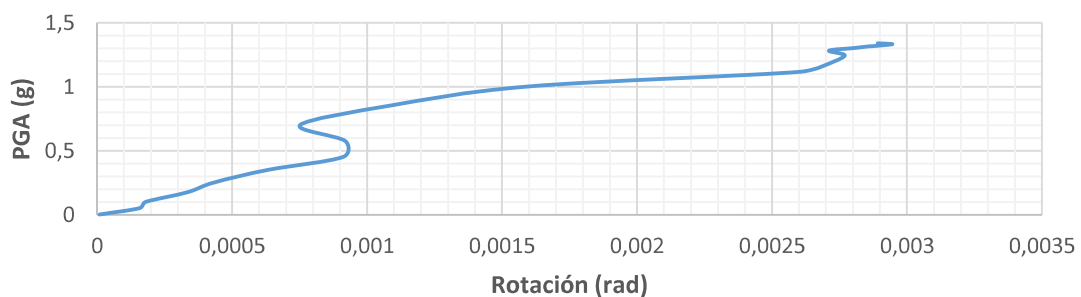
Giro superior en y de la columna 20***Giro inferior en x de la columna 21******Giro inferior en y de la columna 21******Giro superior en x de la columna 21***

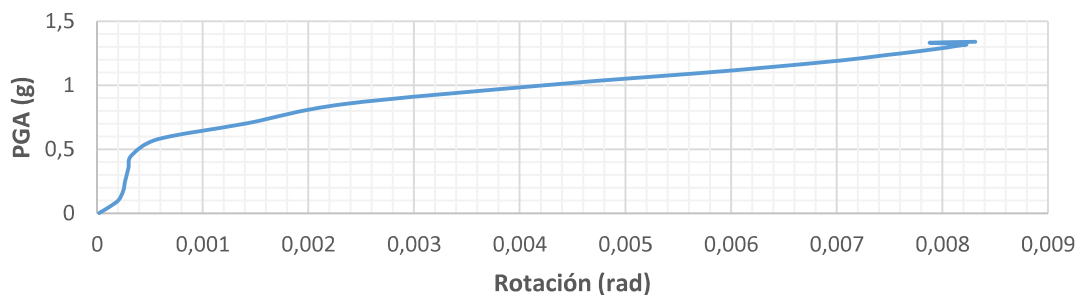
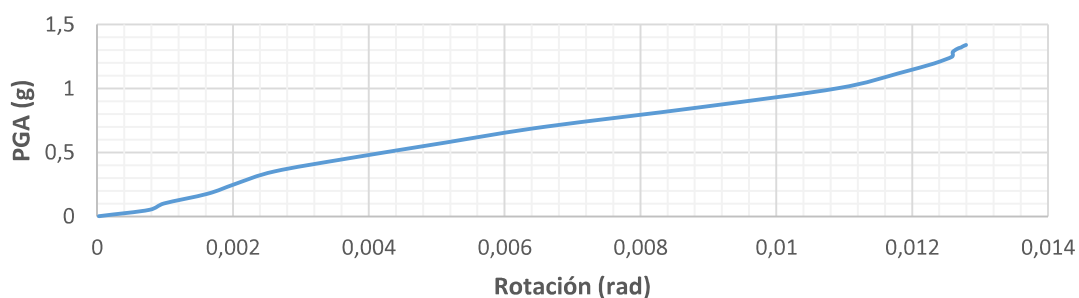
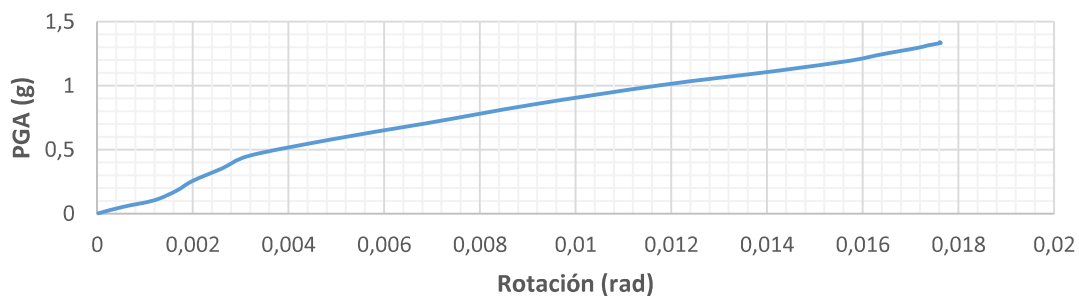
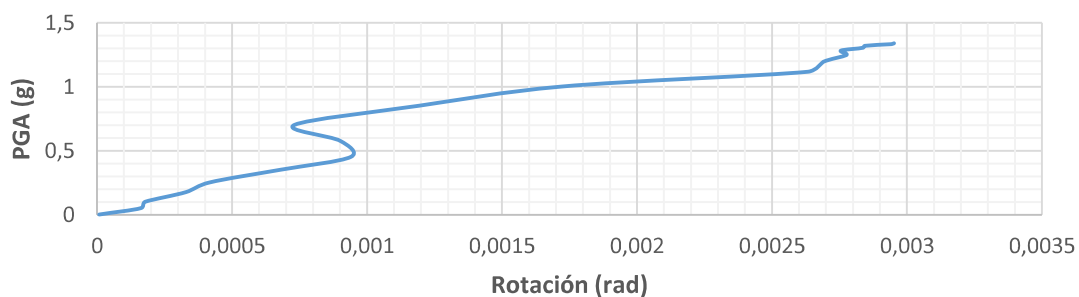
Giro superior en y de la columna 21***Giro inferior en x de la columna 22******Giro inferior en y de la columna 22******Giro superior en x de la columna 22***

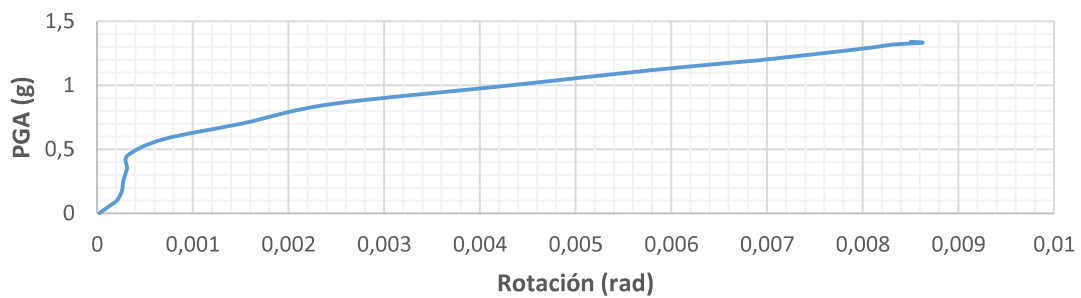
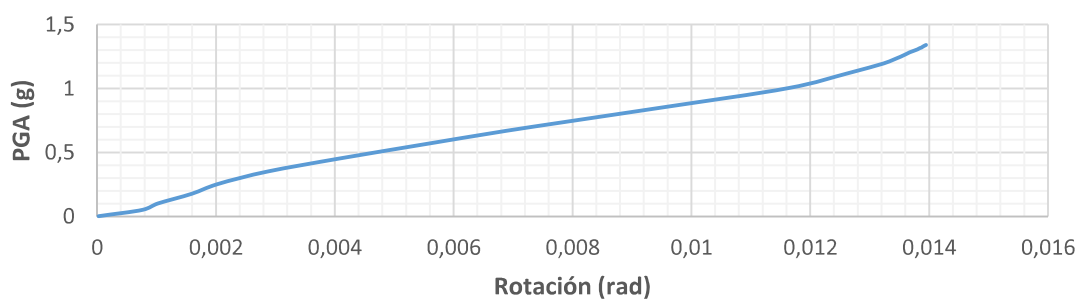
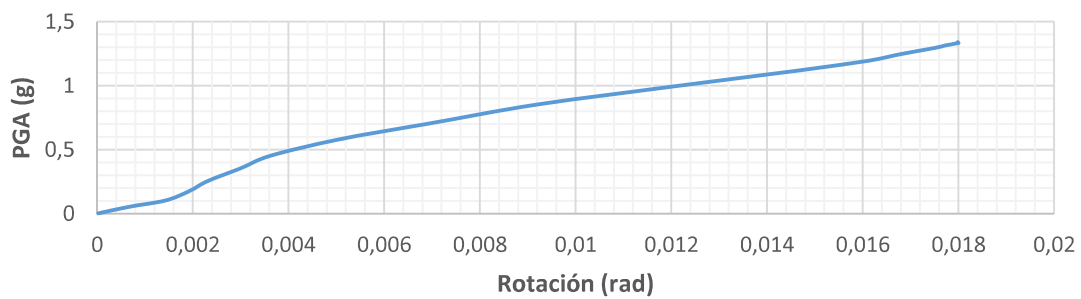
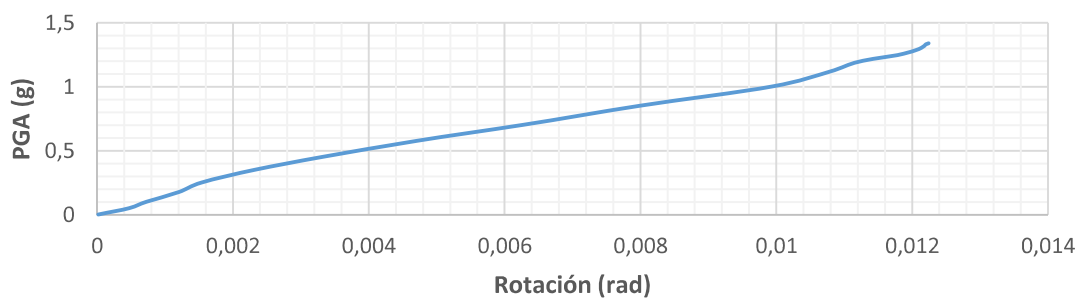
Giro superior en y de la columna 22**Giro inferior en x de la columna 23****Giro inferior en y de la columna 23****Giro superior en x de la columna 23**

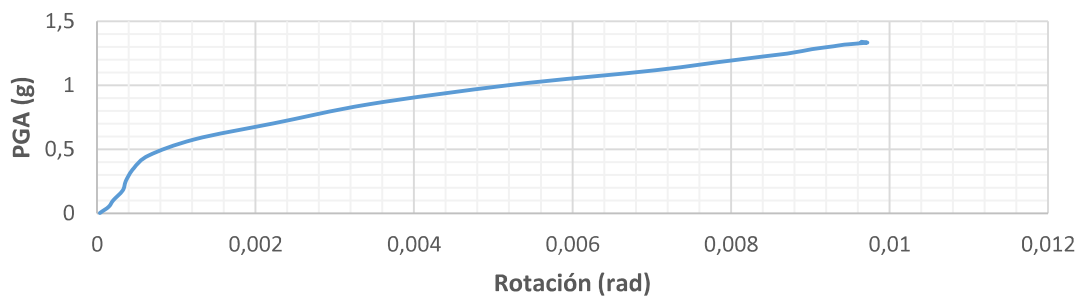
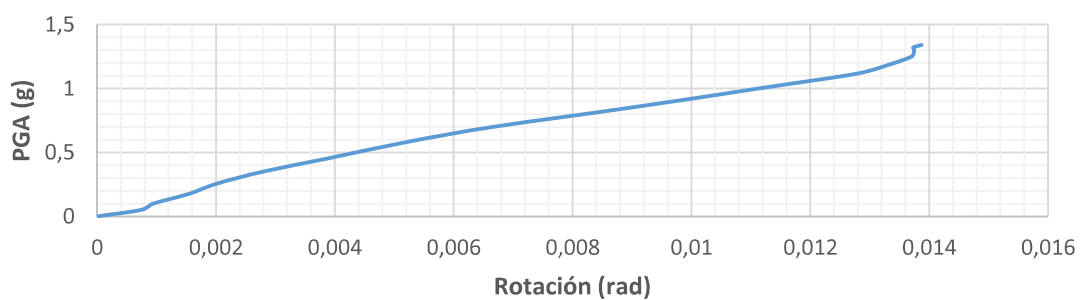
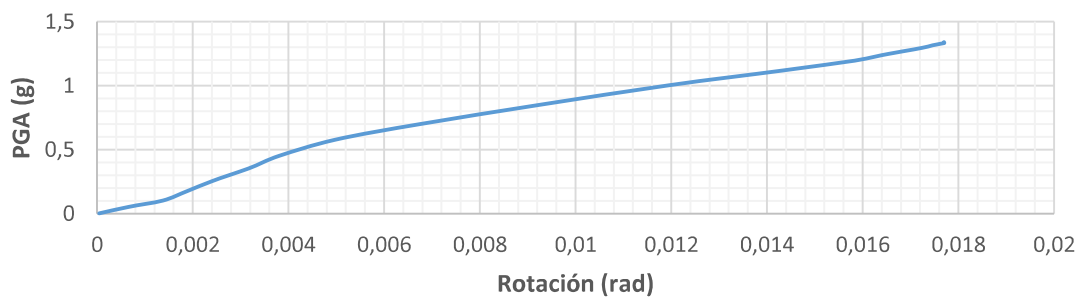
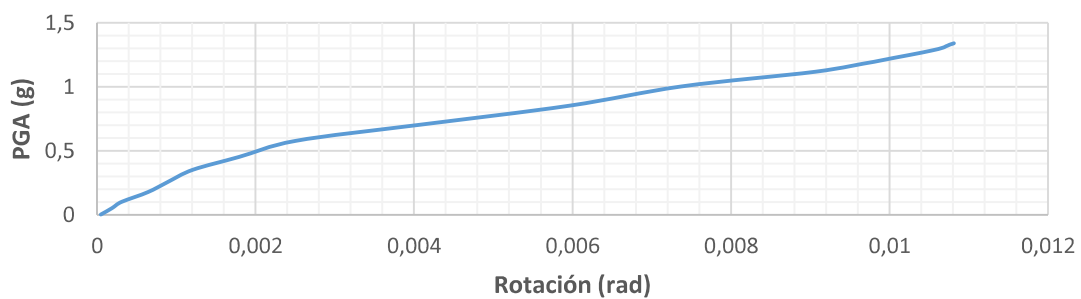
Giro superior en y de la columna 23***Giro inferior en x de la columna 24******Giro inferior en y de la columna 24******Giro superior en x de la columna 24***

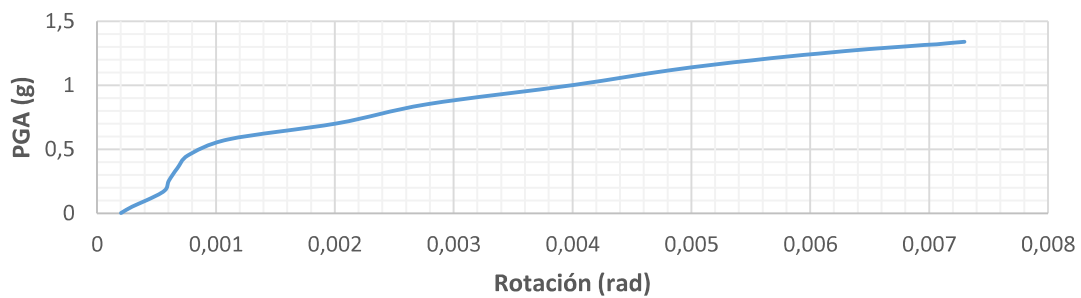
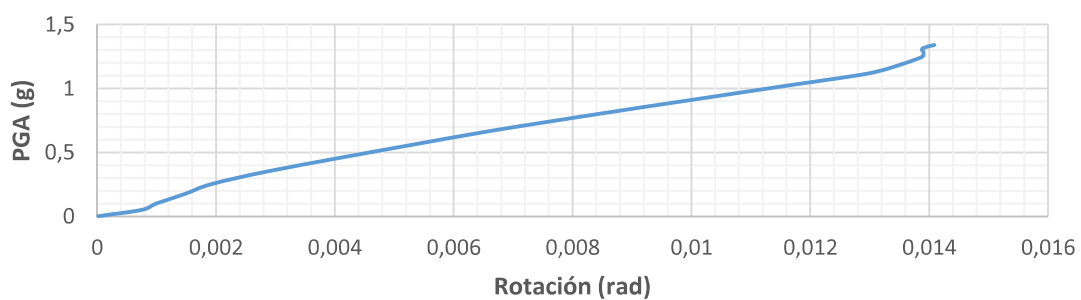
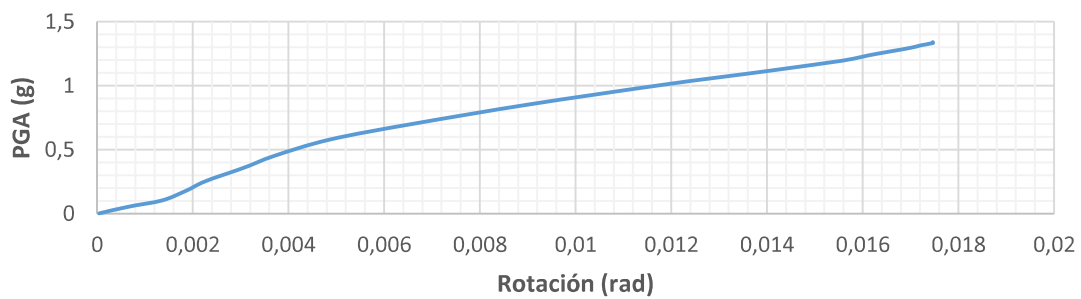
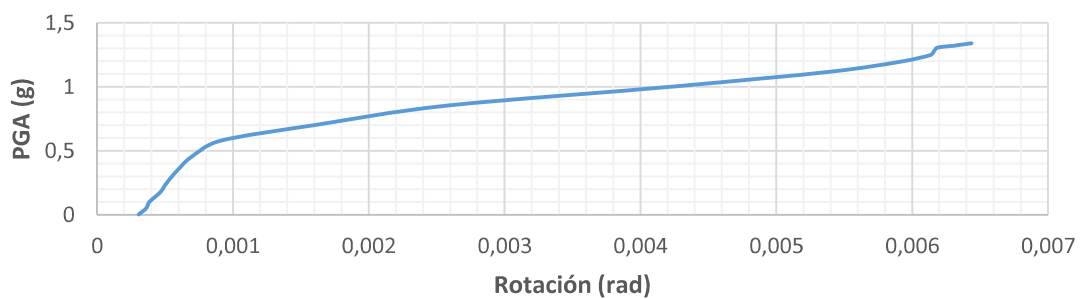
Giro superior en y de la columna 24**Giro inferior en x de la columna 25****Giro inferior en y de la columna 25****Giro superior en x de la columna 25**

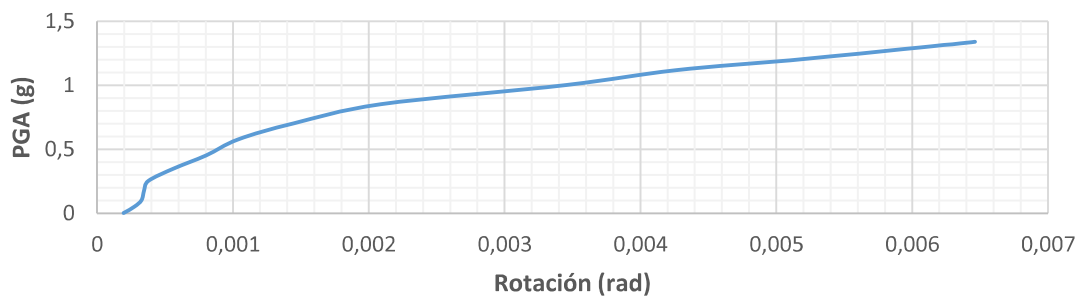
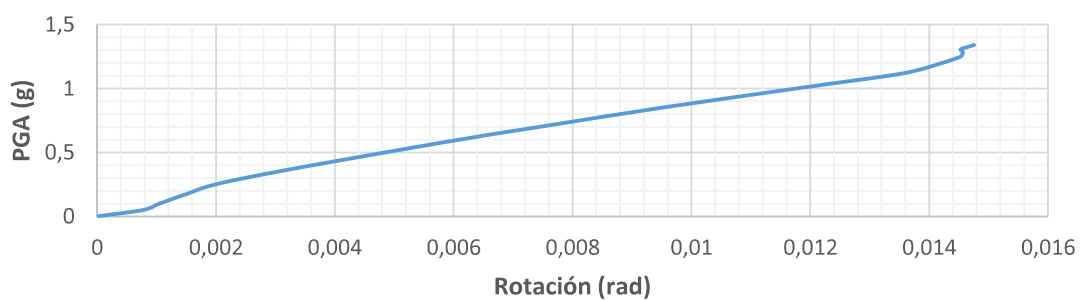
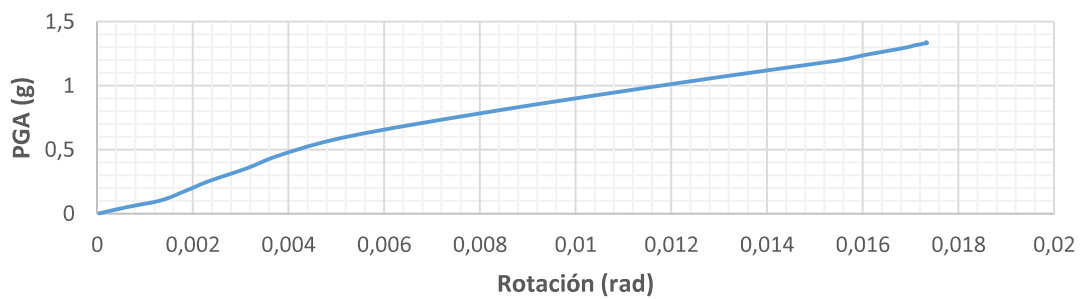
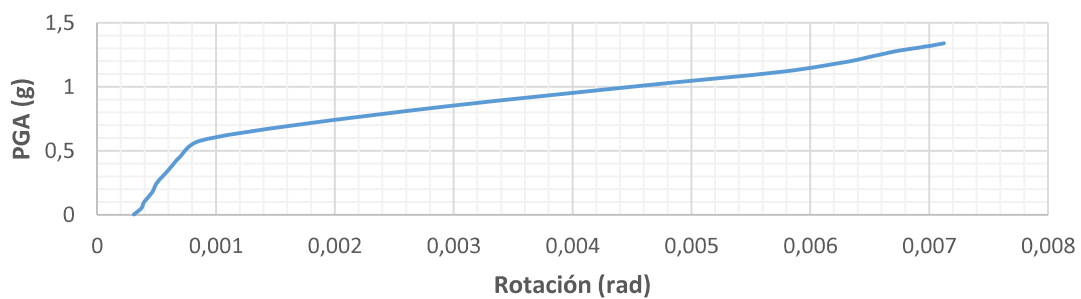
Giro superior en y de la columna 25***Giro inferior en x de la columna 26******Giro inferior en y de la columna 26******Giro superior en x de la columna 26***

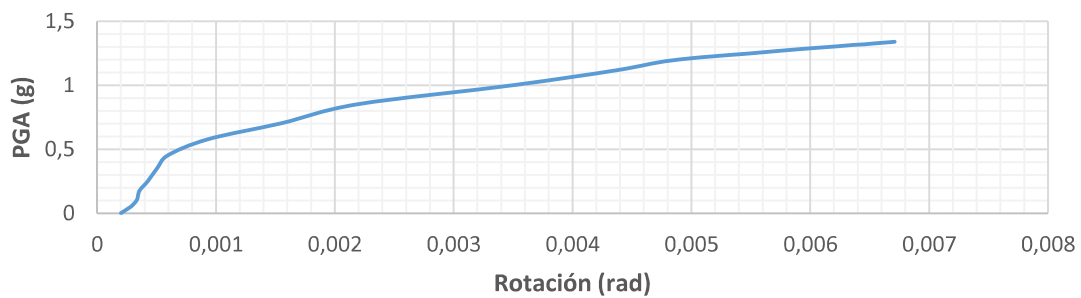
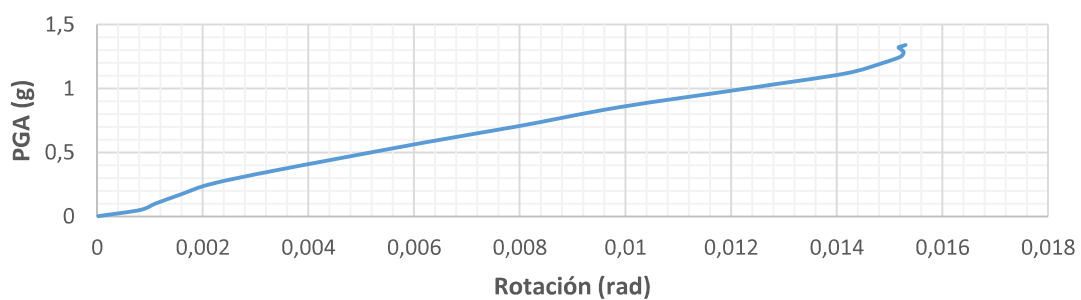
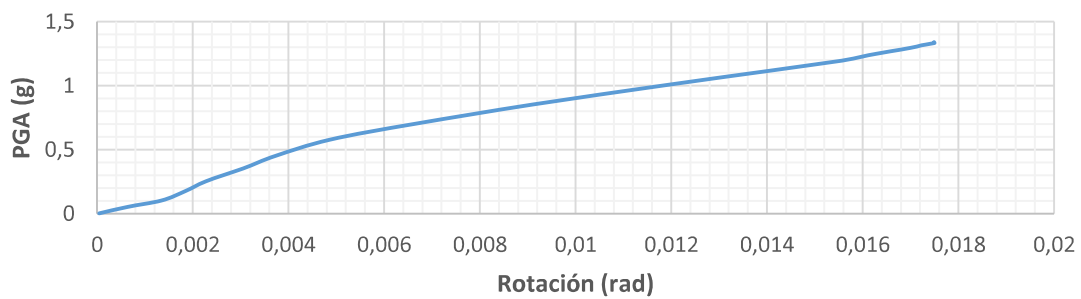
Giro superior en y de la columna 26***Giro inferior en x de la columna 27******Giro inferior en y de la columna 27******Giro superior en x de la columna 27***

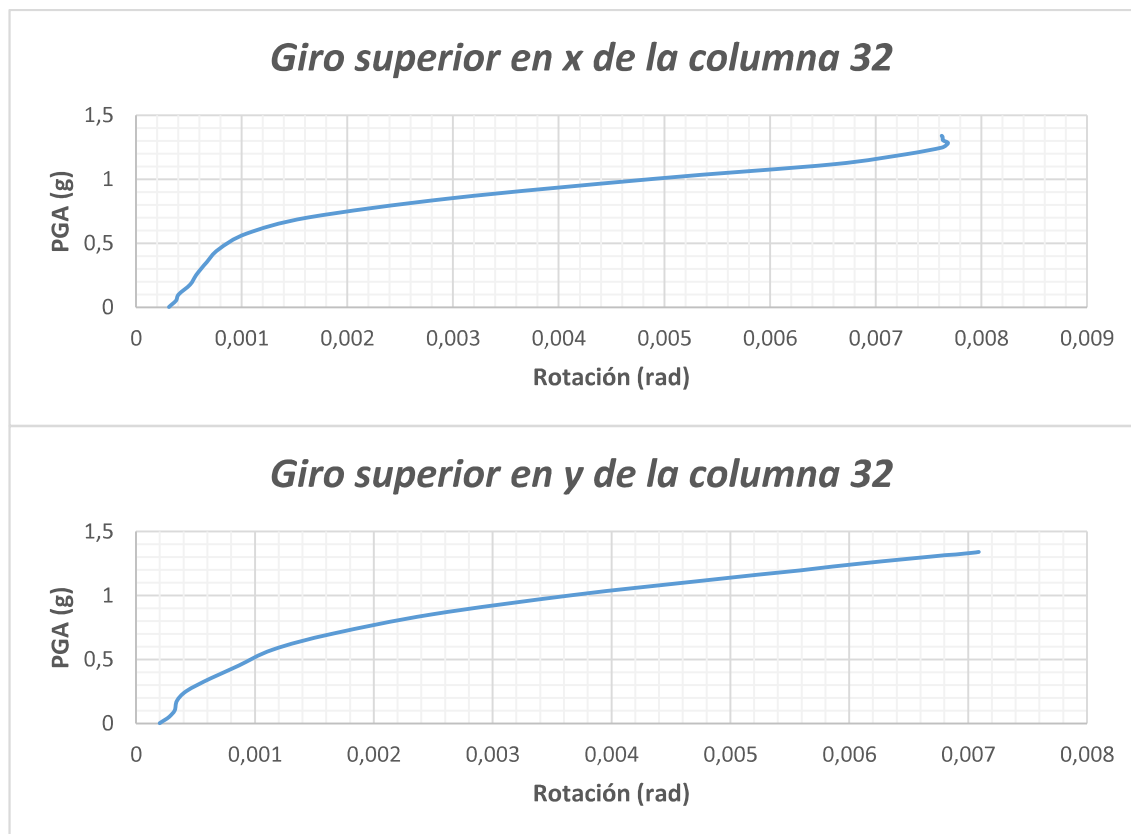
Giro superior en y de la columna 27***Giro inferior en x de la columna 28******Giro inferior en y de la columna 28******Giro superior en x de la columna 28***

Giro superior en y de la columna 28***Giro inferior en x de la columna 29******Giro inferior en y de la columna 29******Giro superior en x de la columna 29***

Giro superior en y de la columna 29**Giro inferior en x de la columna 30****Giro inferior en y de la columna 30****Giro superior en x de la columna 30**

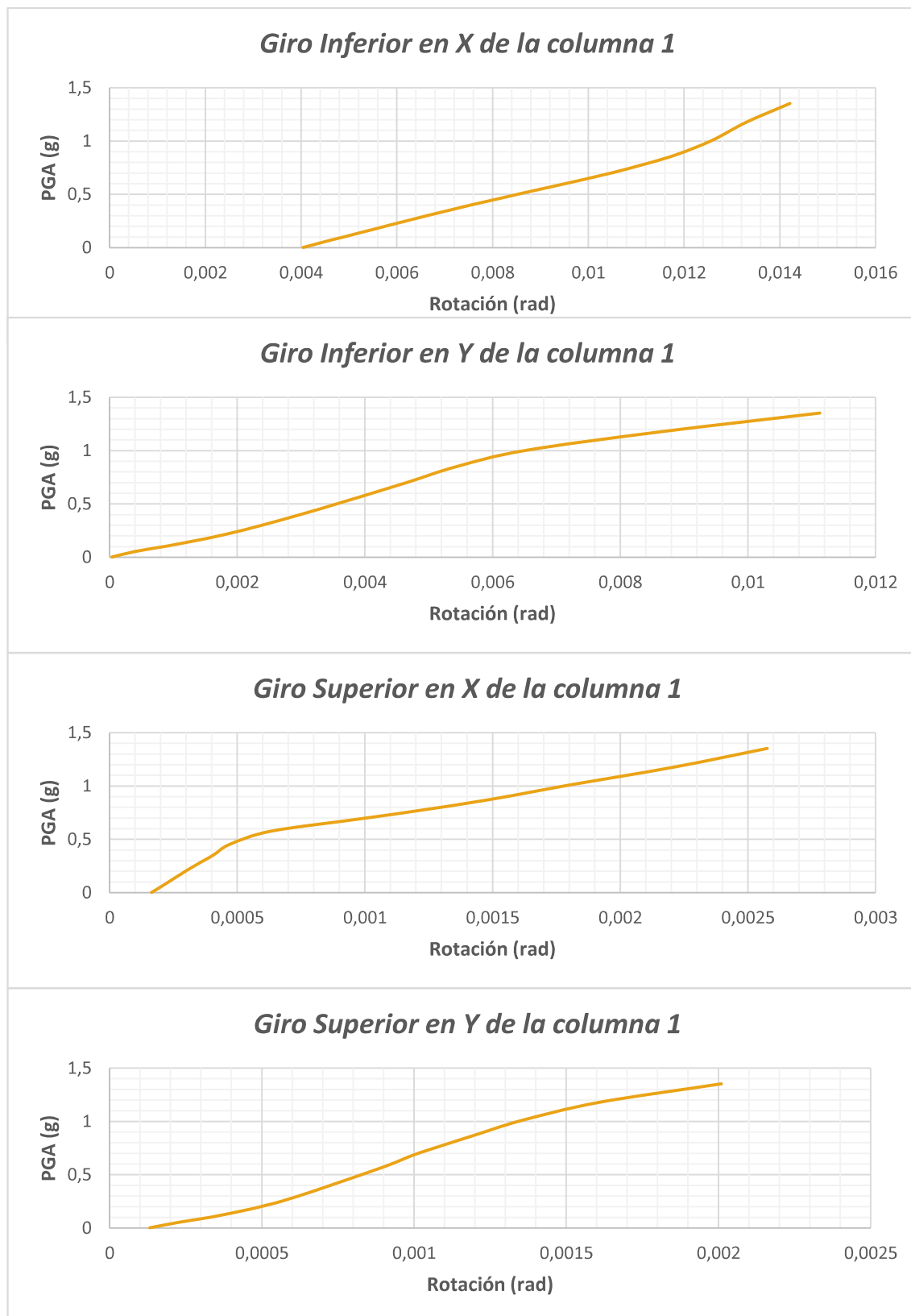
Giro superior en y de la columna 30**Giro inferior en x de la columna 31****Giro inferior en y de la columna 31****Giro superior en x de la columna 31**

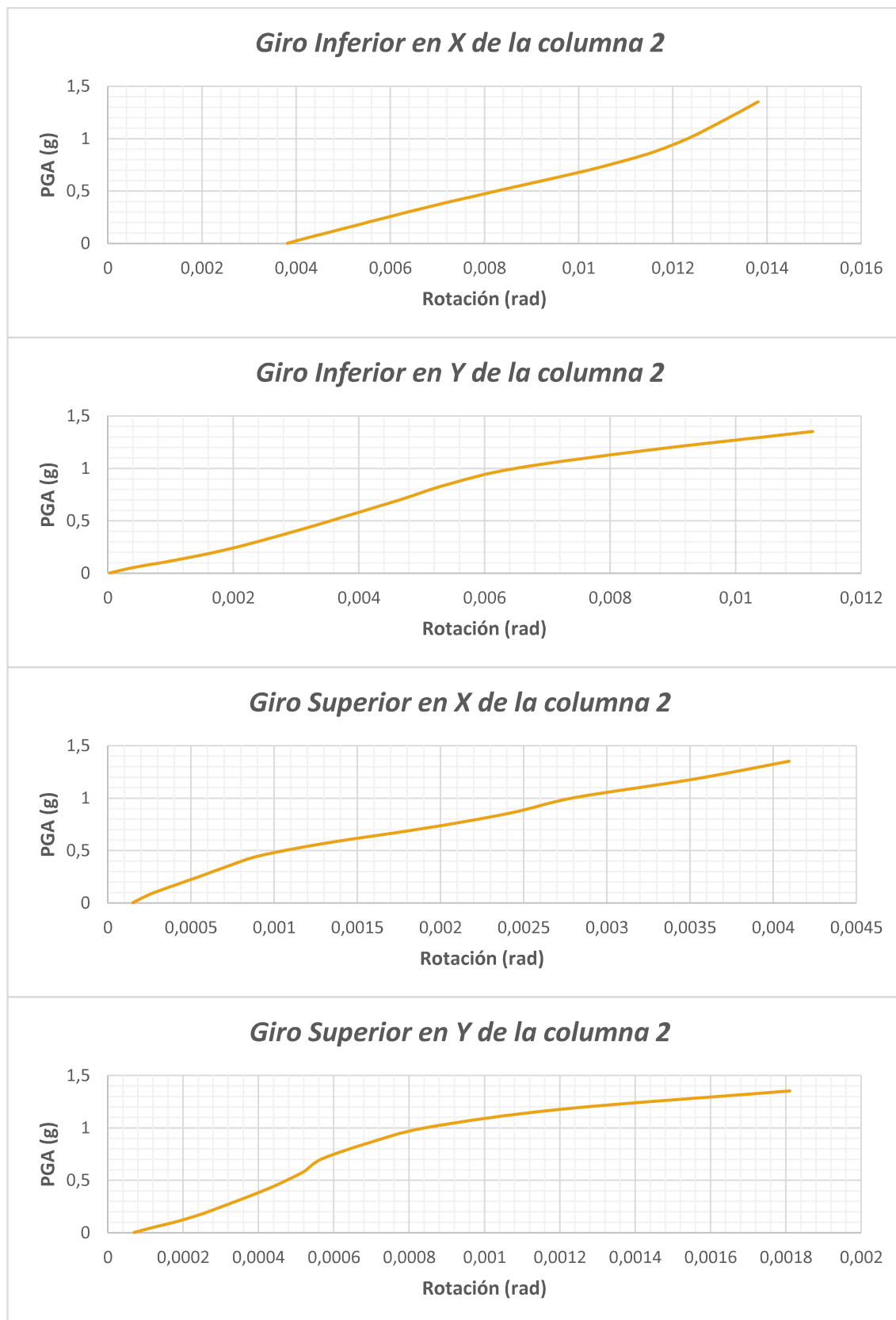
Giro superior en y de la columna 31***Giro inferior en x de la columna 32******Giro inferior en y de la columna 32***

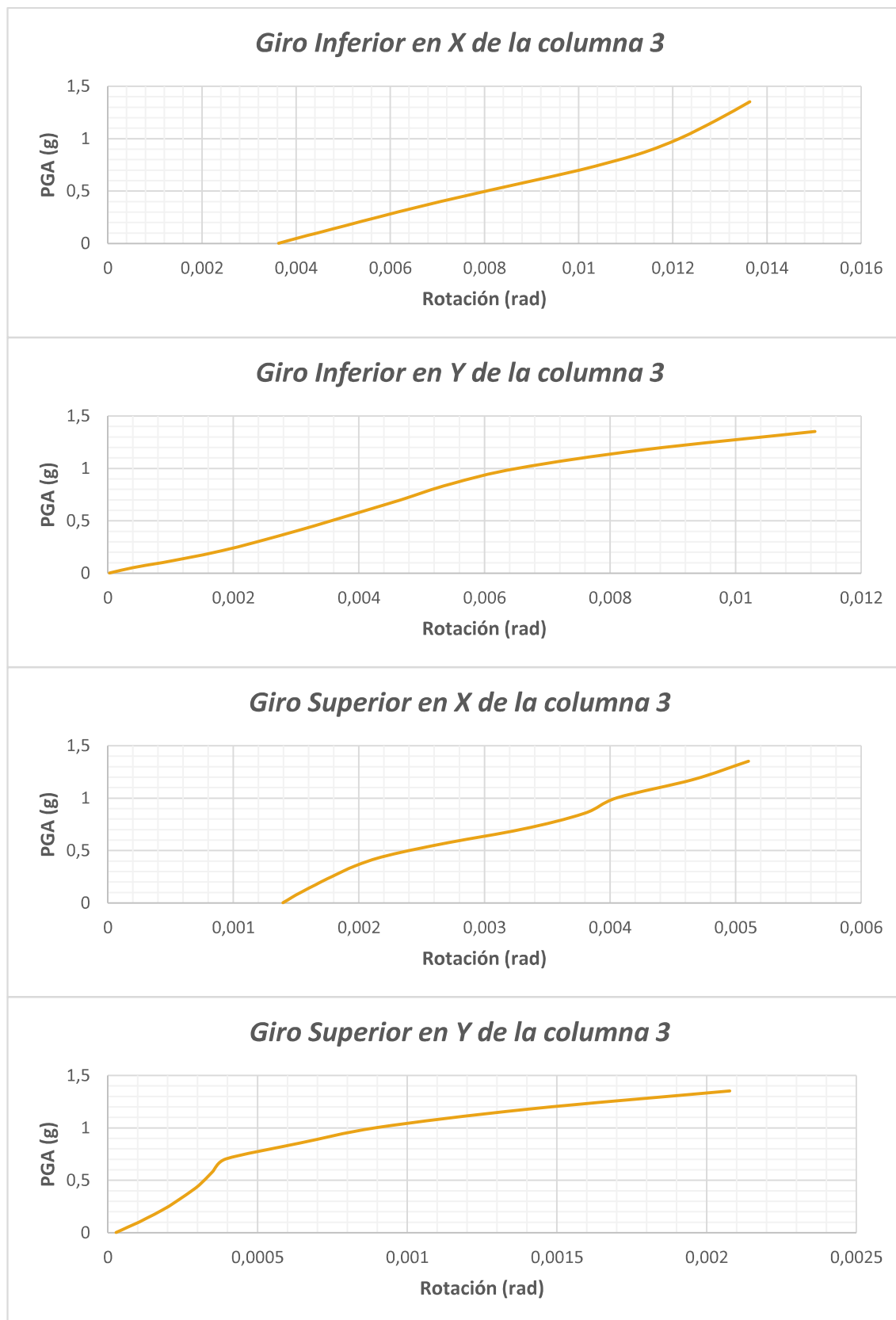


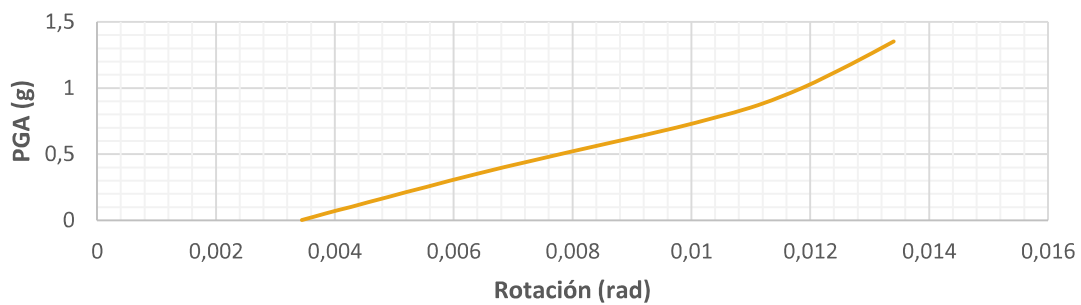
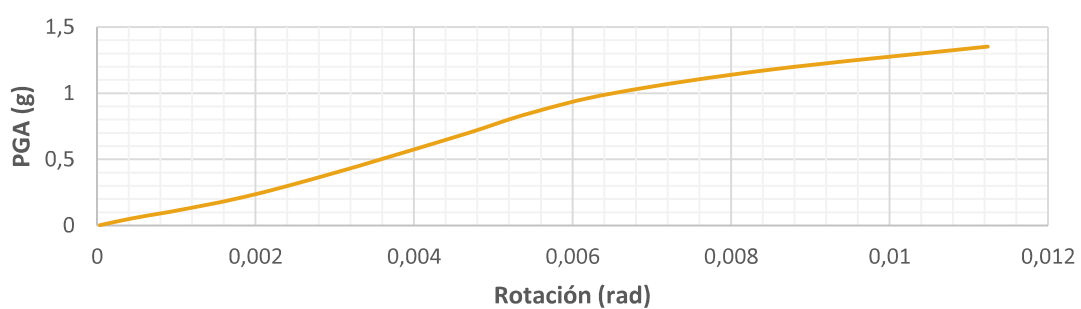
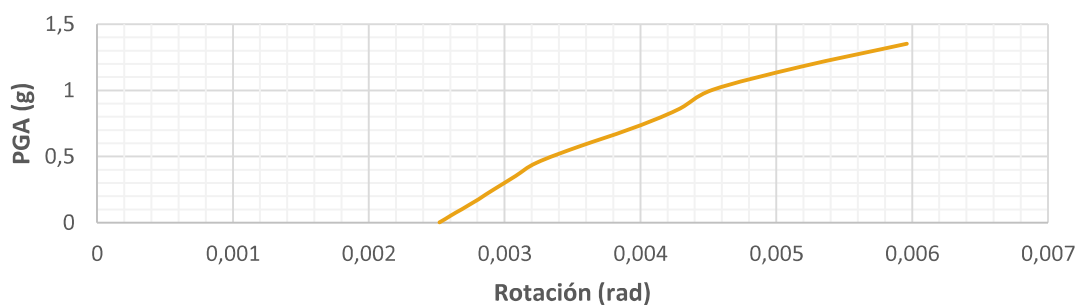
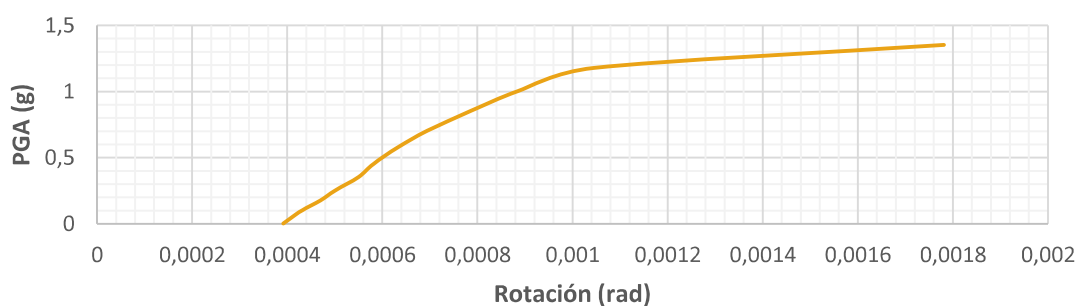
ANEXO N° 12

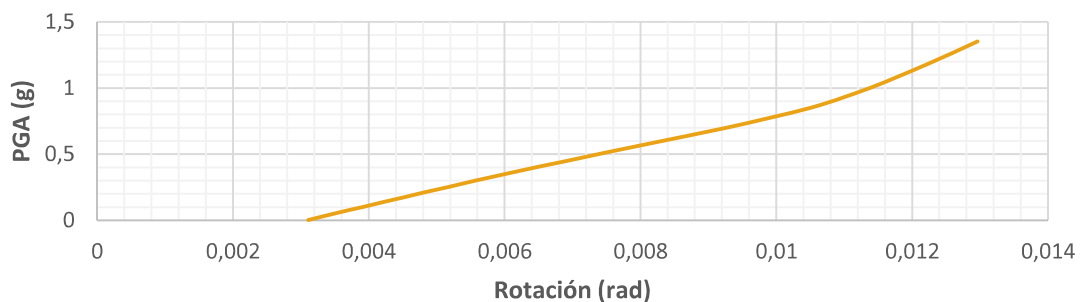
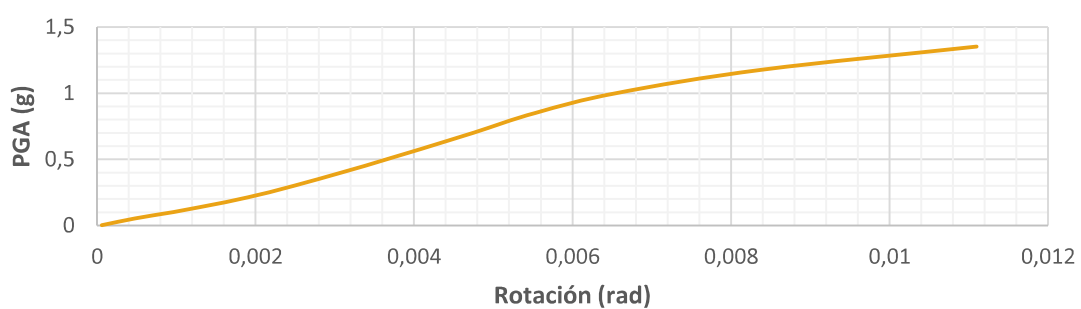
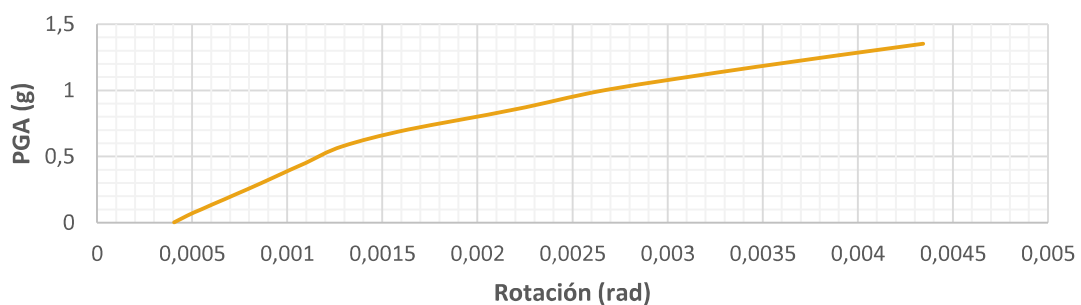
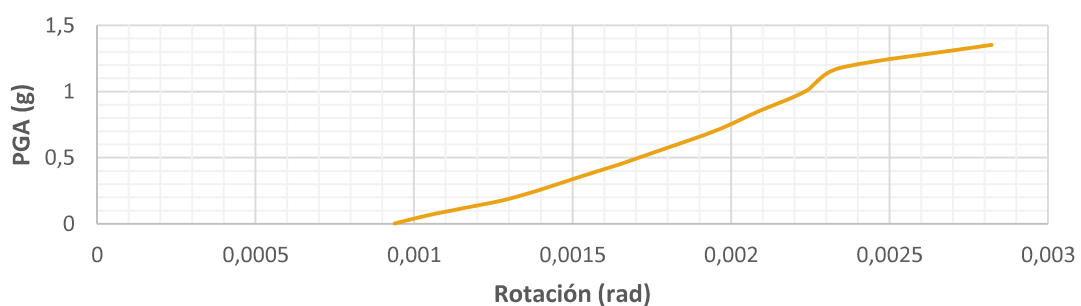
CURVAS IDA: PGA VS ROTACIÓN DE LAS COLUMNAS DEL PRIMER PISO
DEL BLOQUE B

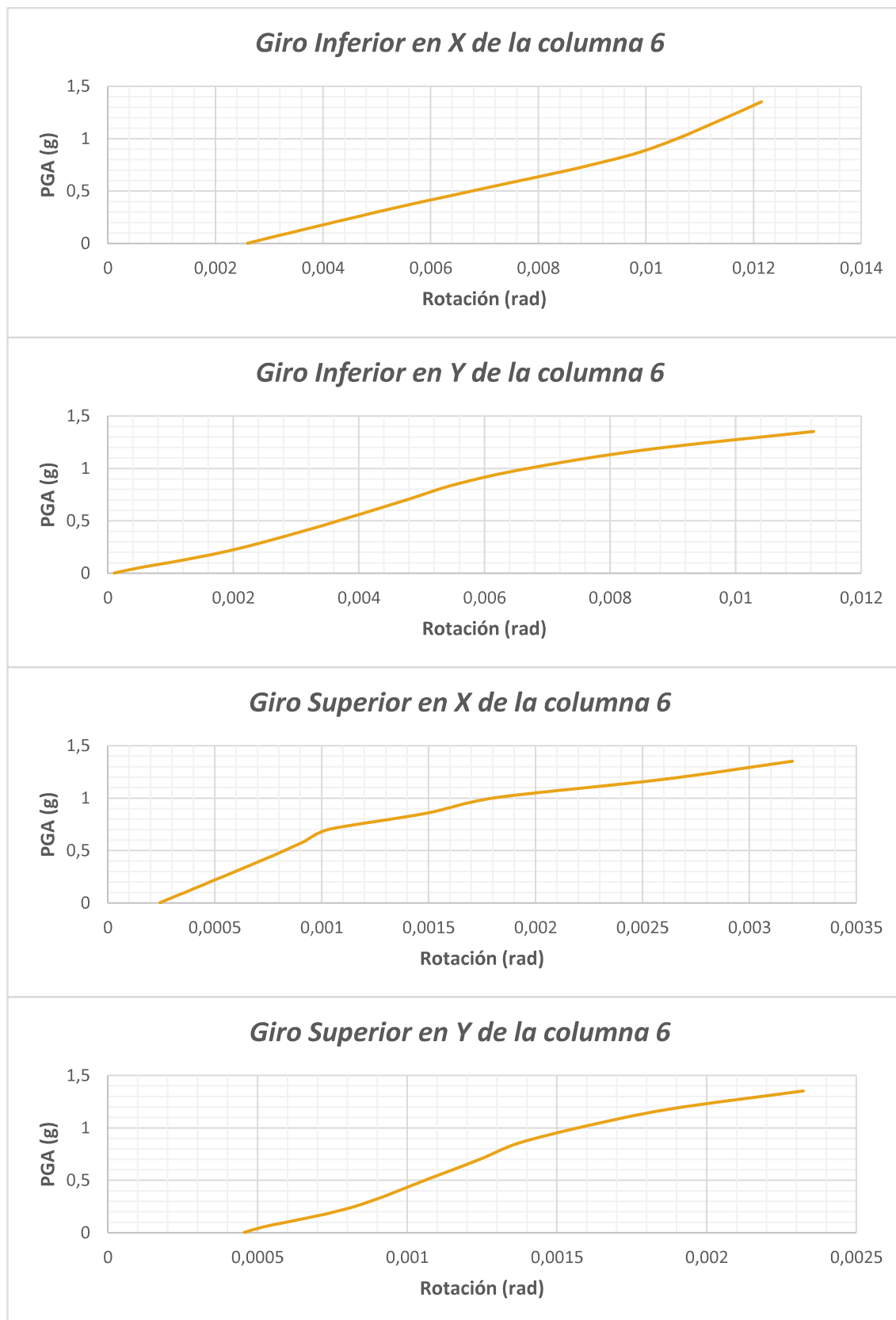


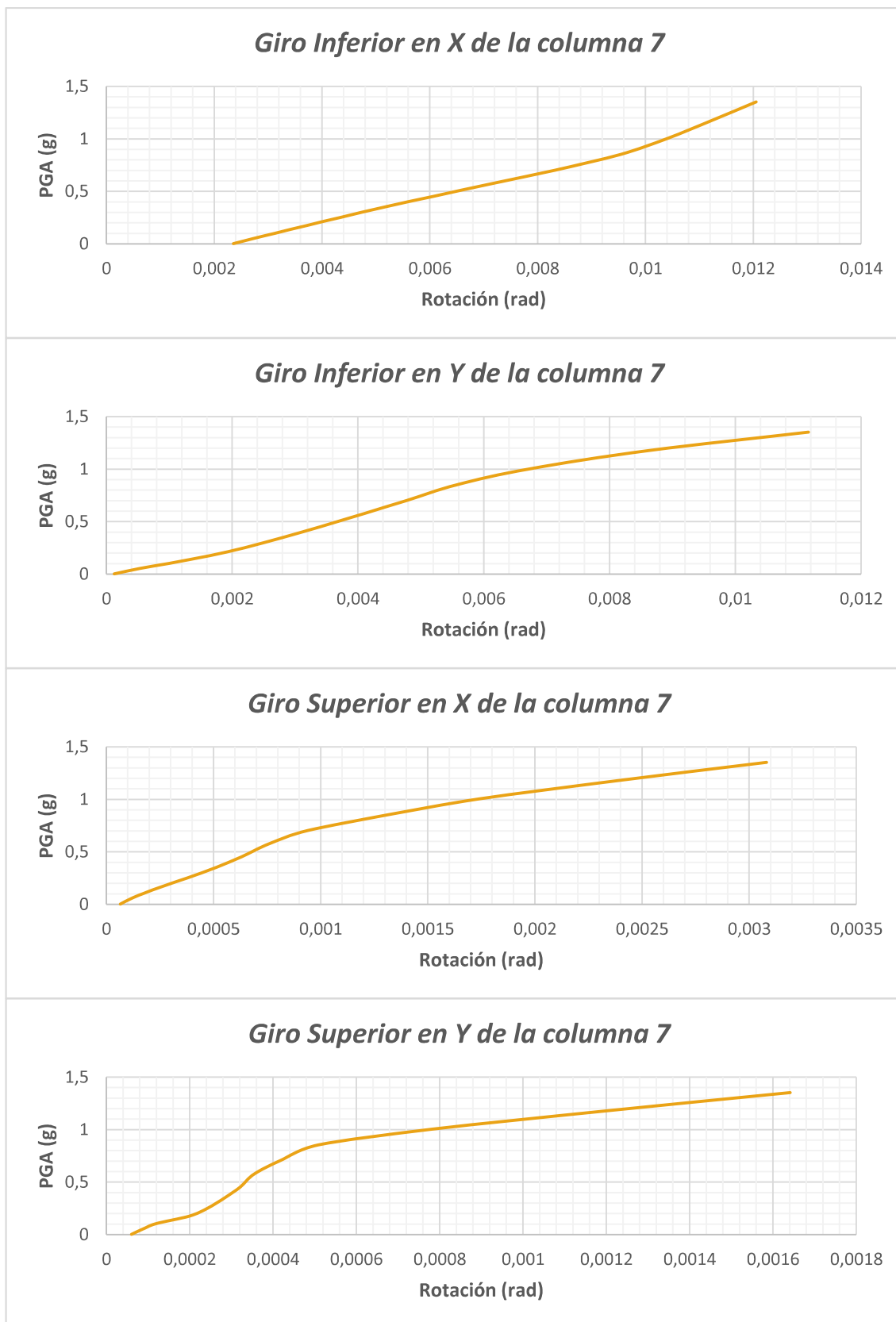


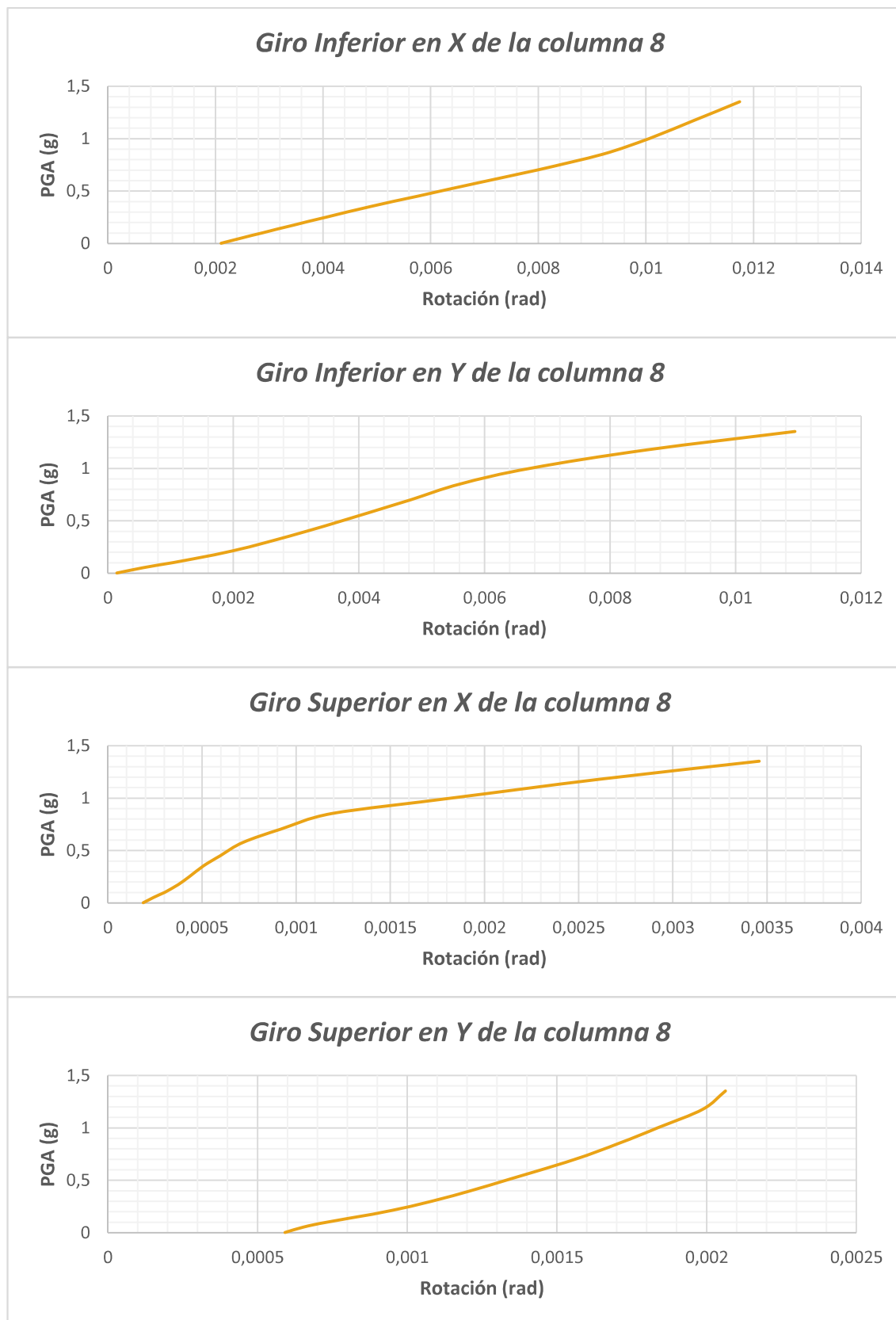


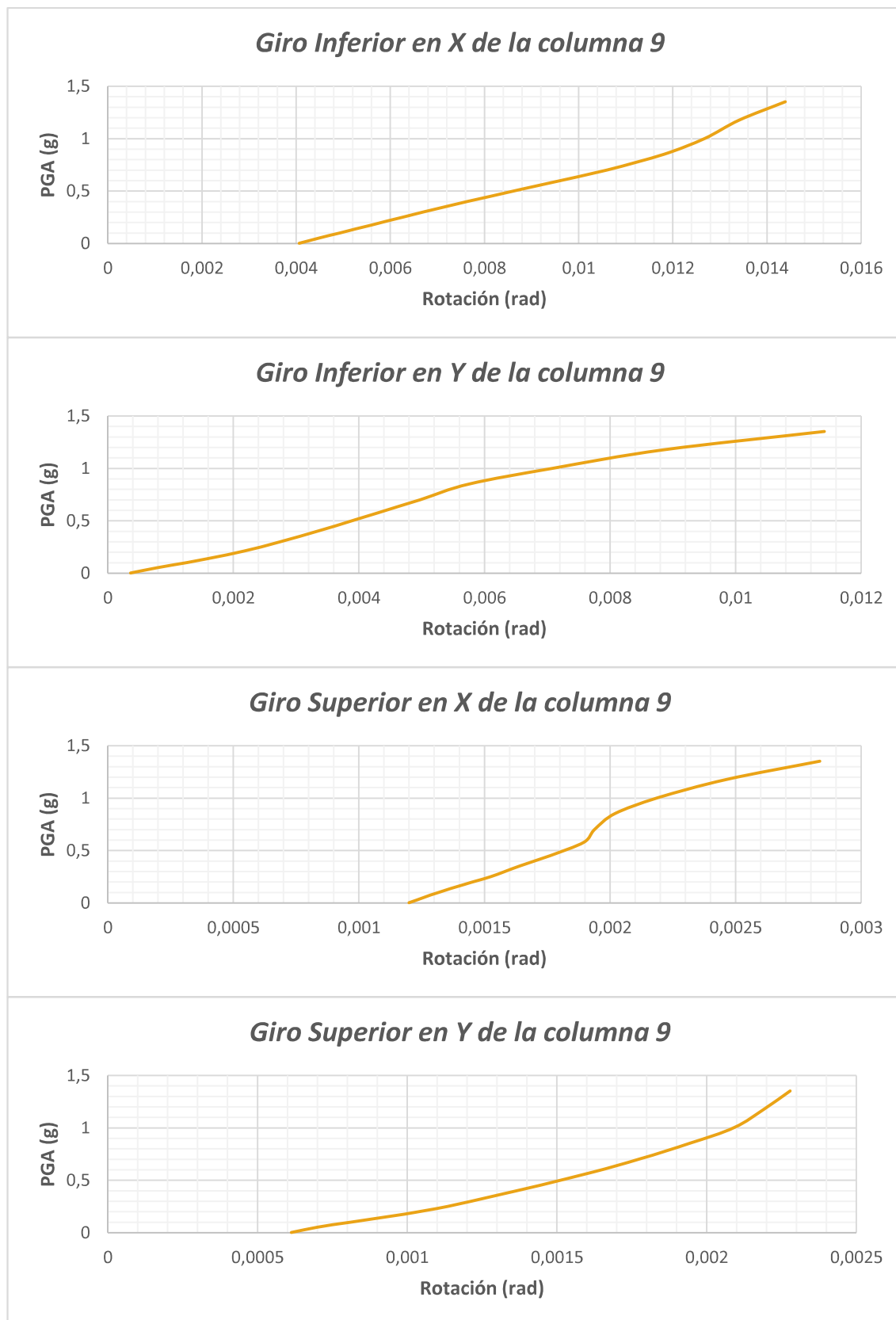
Giro Inferior en X de la columna 4***Giro Inferior en Y de la columna 4******Giro Superior en X de la columna 4******Giro Superior en Y de la columna 4***

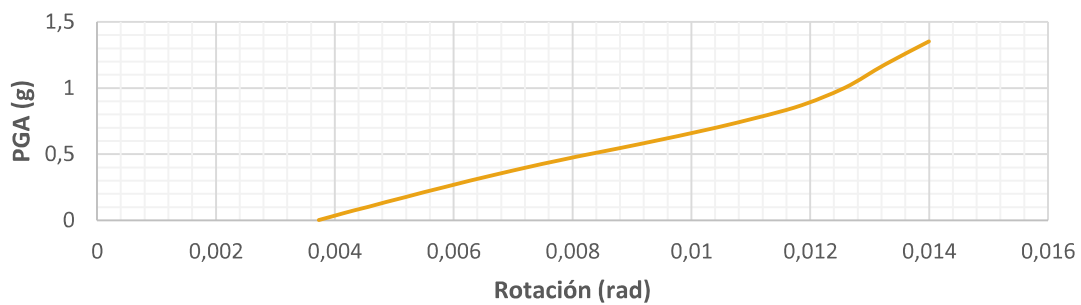
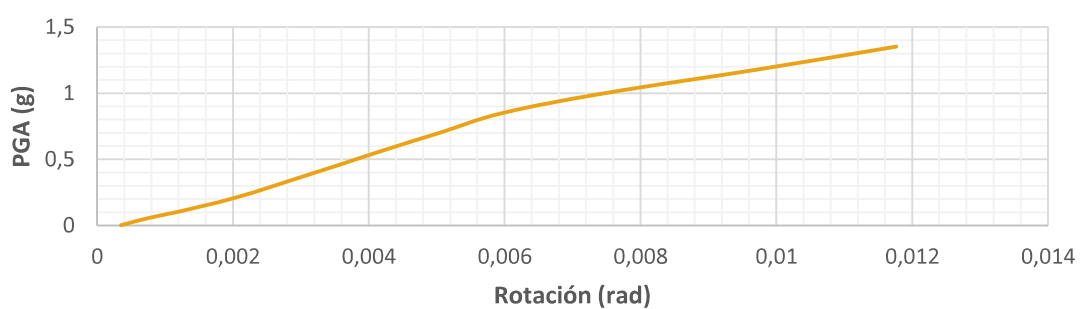
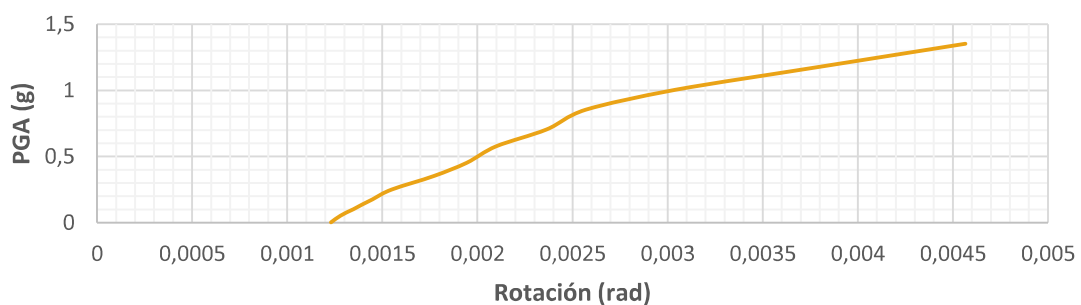
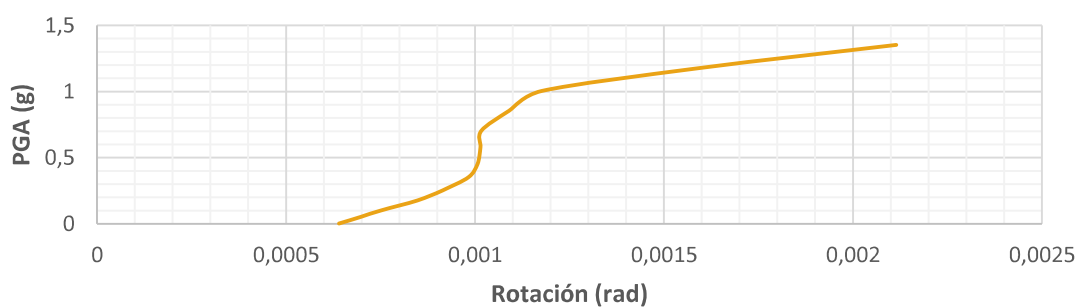
Giro Inferior en X de la columna 5***Giro Inferior en Y de la columna 5******Giro Superior en X de la columna 5******Giro Superior en Y de la columna 5***

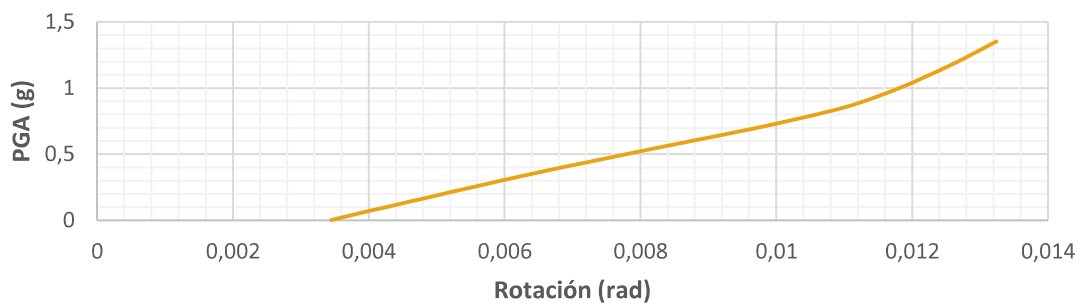
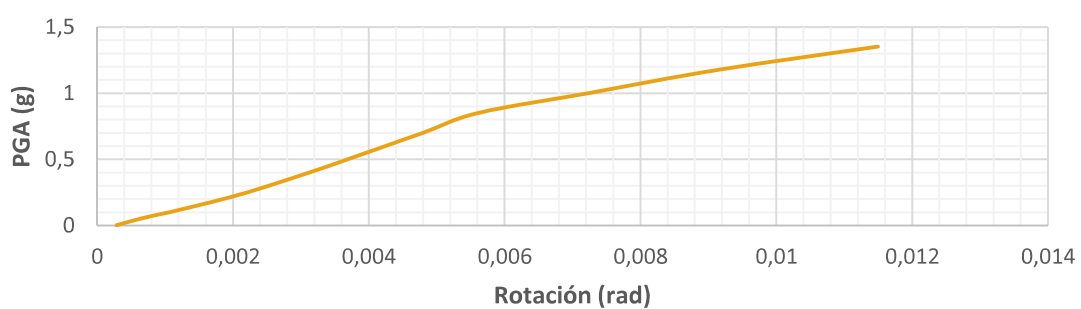
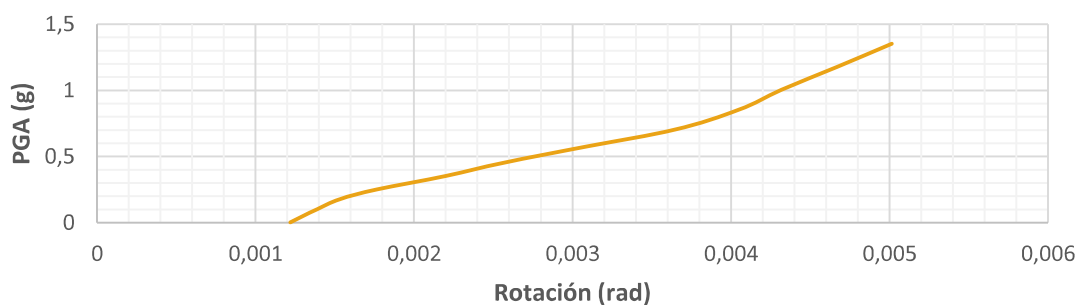
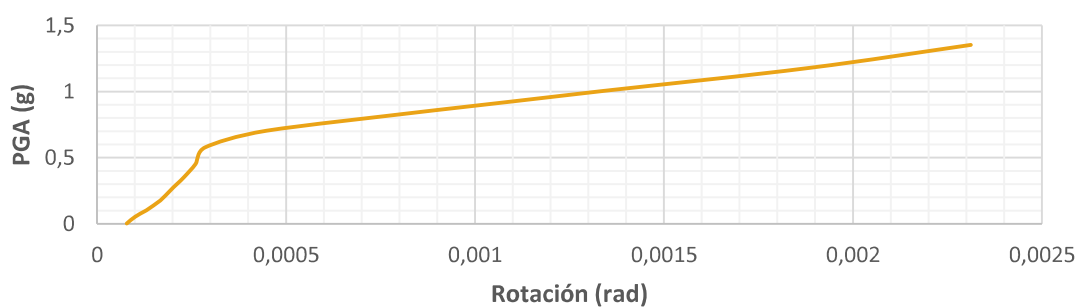


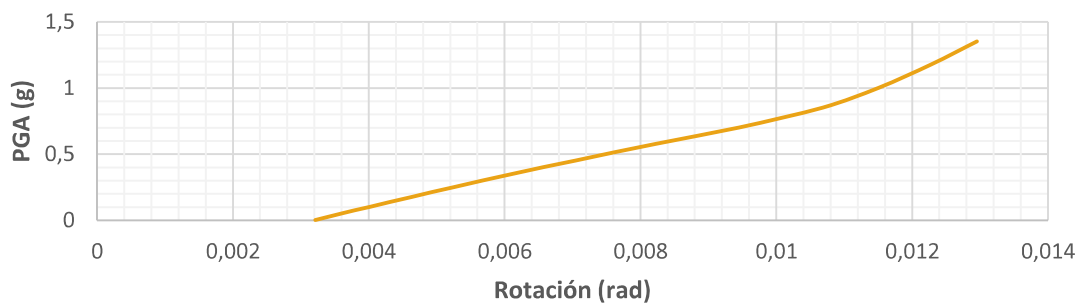
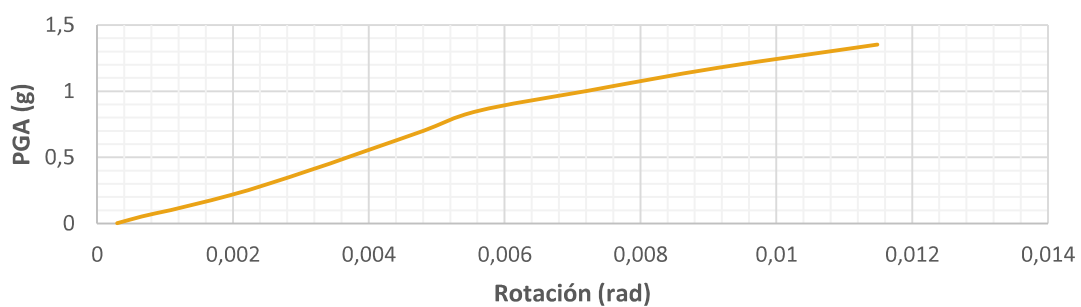
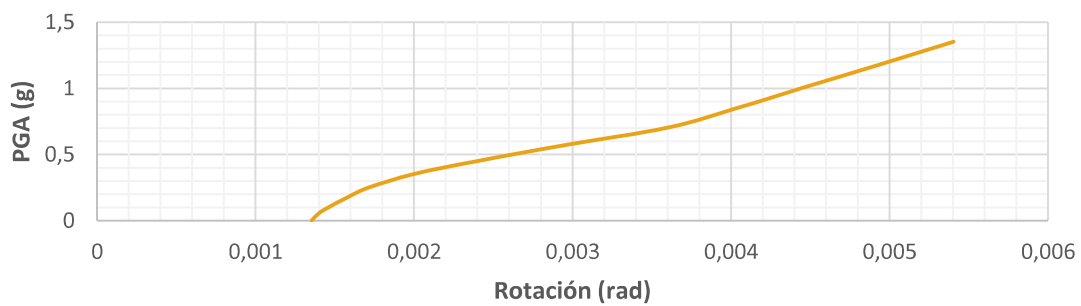
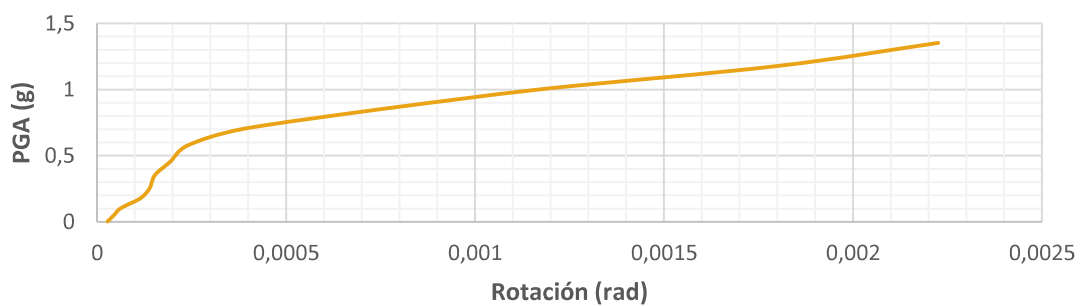


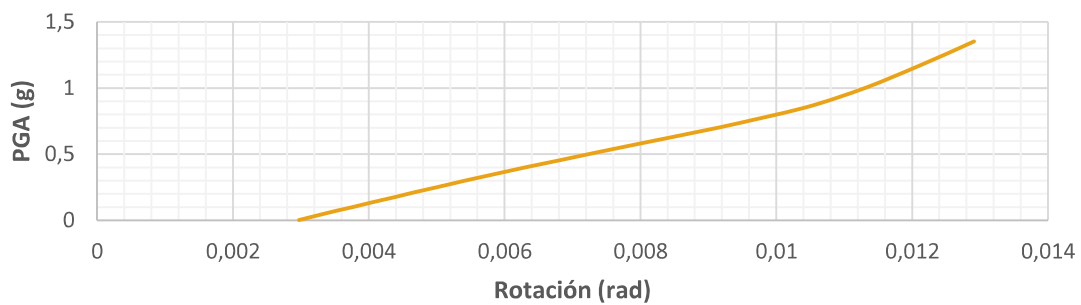
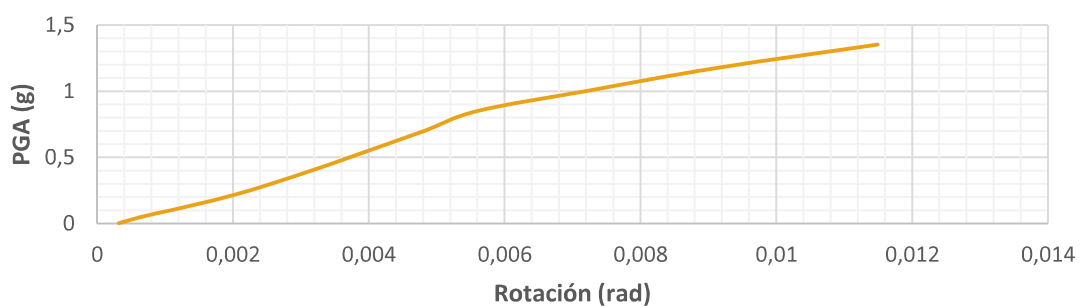
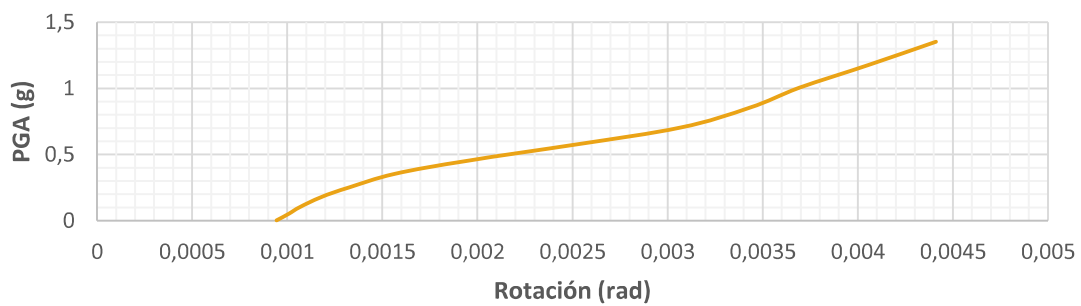
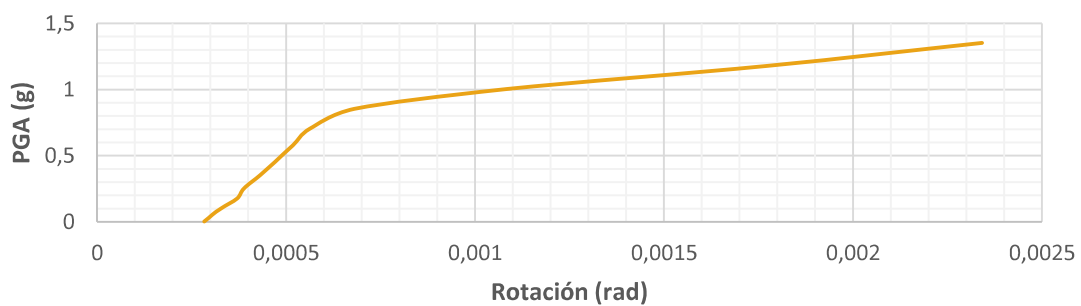


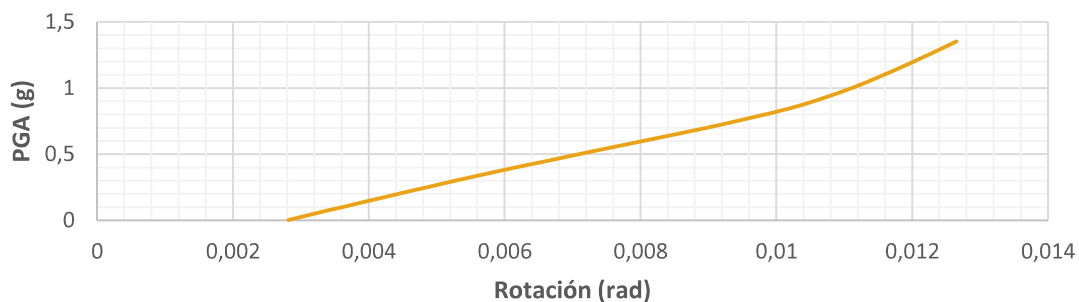
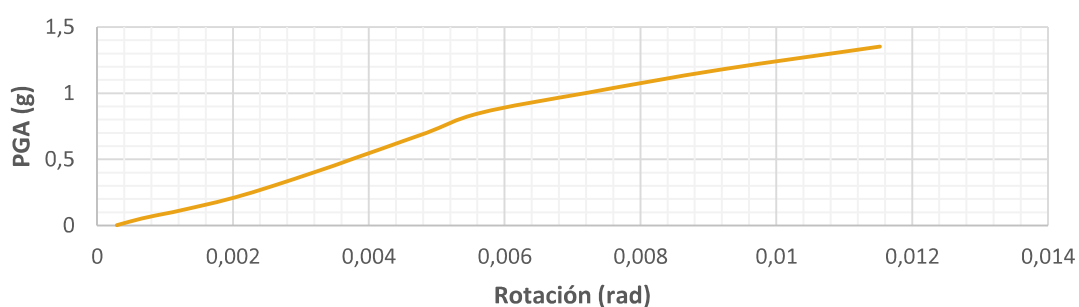
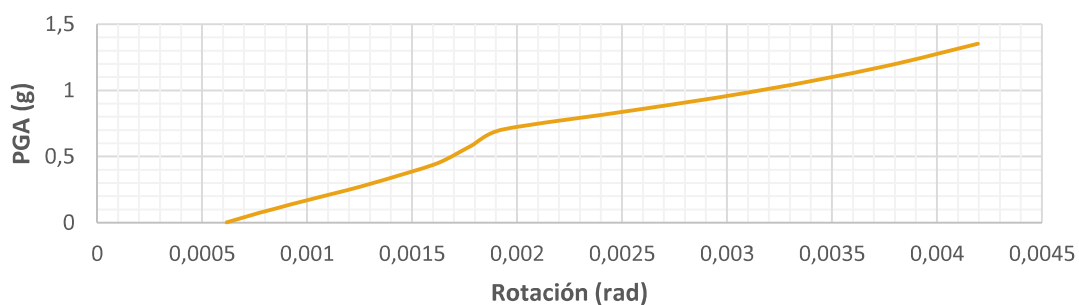
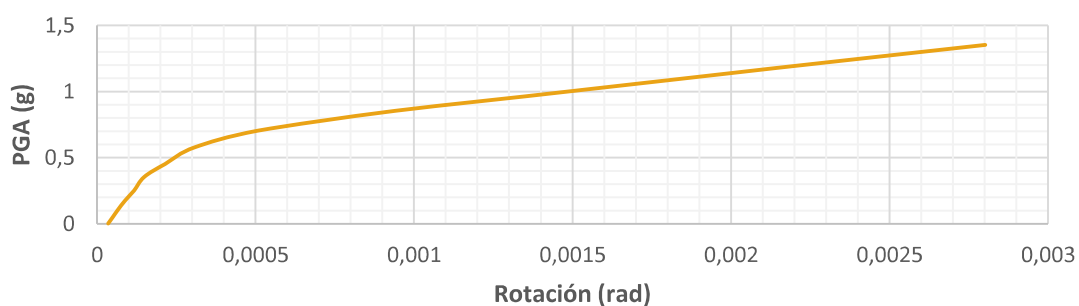


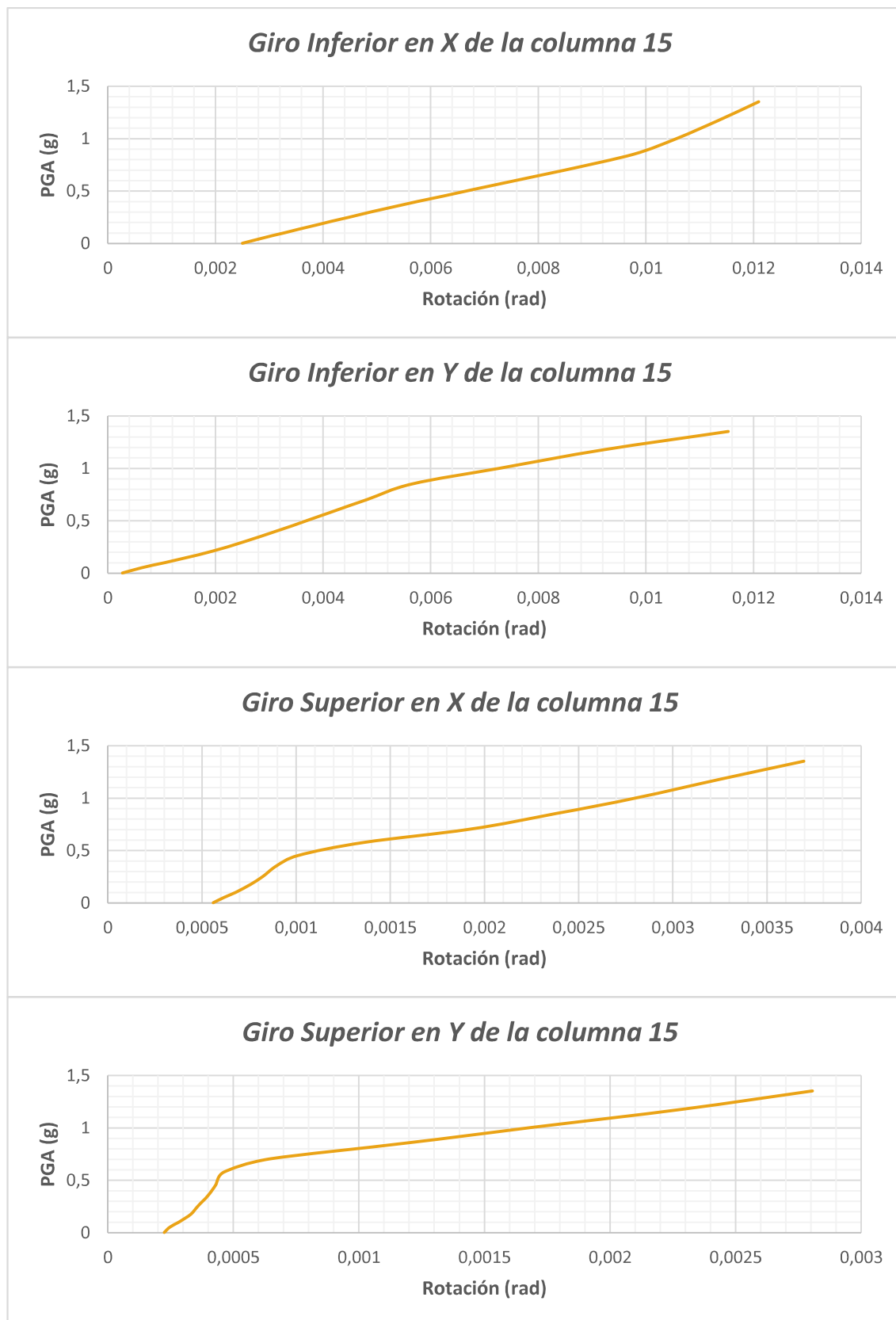
Giro Inferior en X de la columna 10**Giro Inferior en Y de la columna 10****Giro Superior en X de la columna 10****Giro Superior en Y de la columna 10**

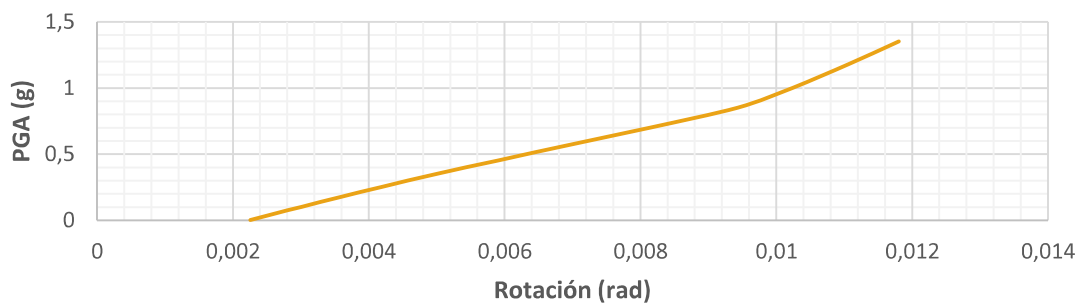
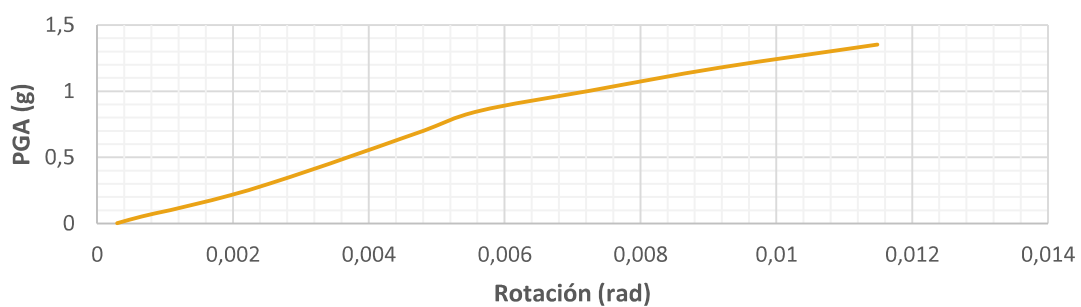
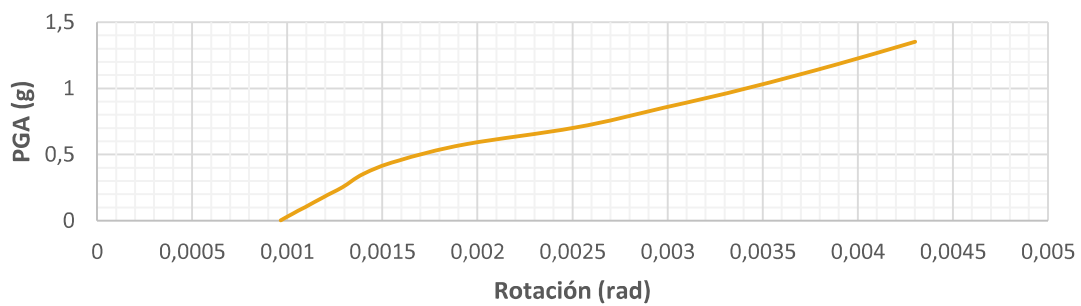
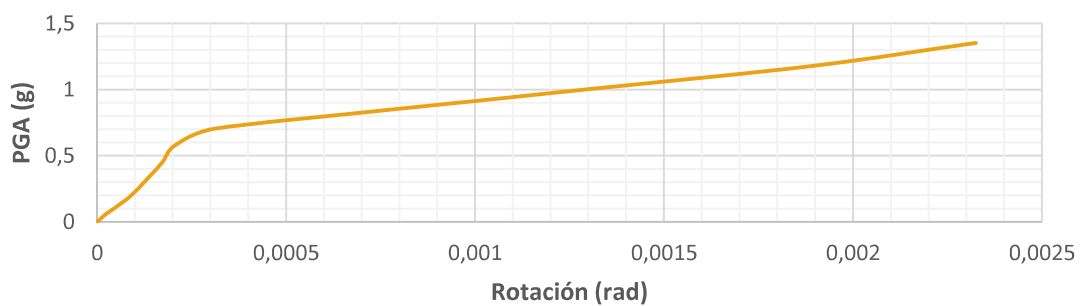
Giro Inferior en X de la columna 11**Giro Inferior en Y de la columna 11****Giro Superior en X de la columna 11****Giro Superior en Y de la columna 11**

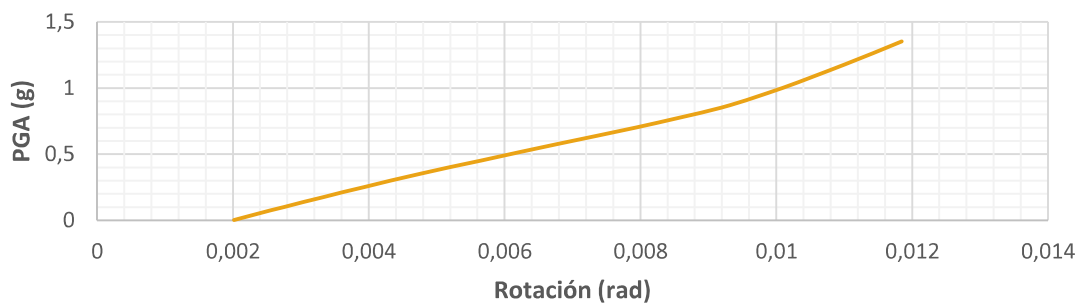
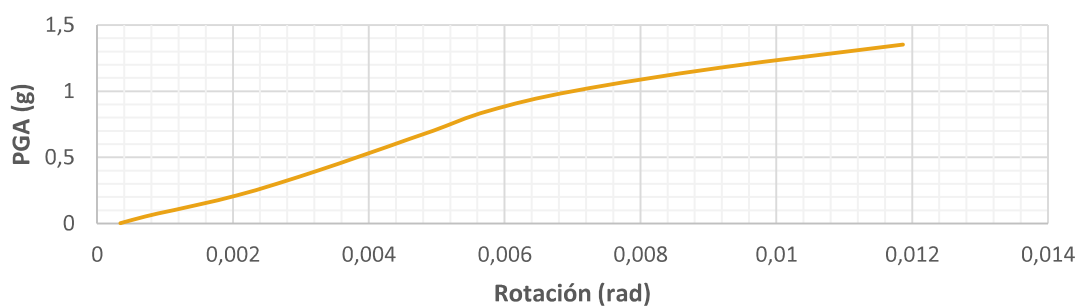
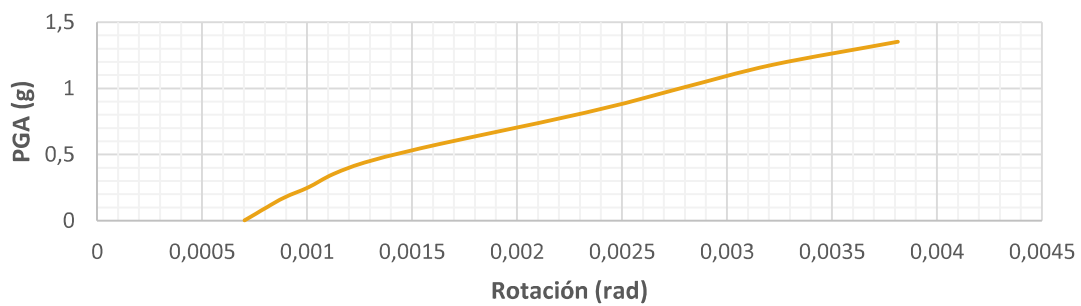
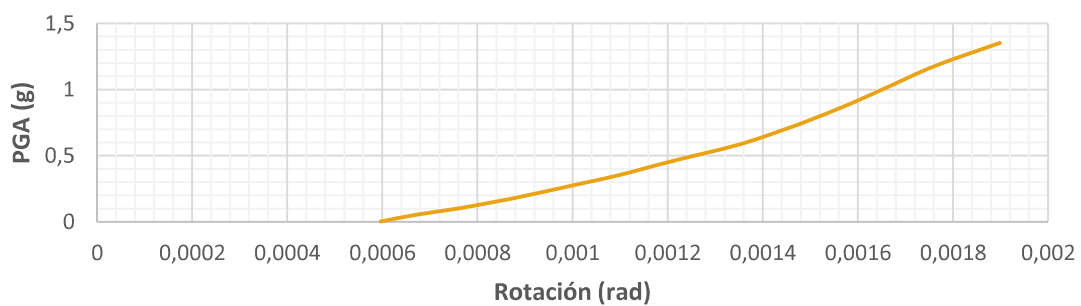
Giro Inferior en X de la columna 12**Giro Inferior en Y de la columna 12****Giro Superior en X de la columna 12****Giro Superior en Y de la columna 12**

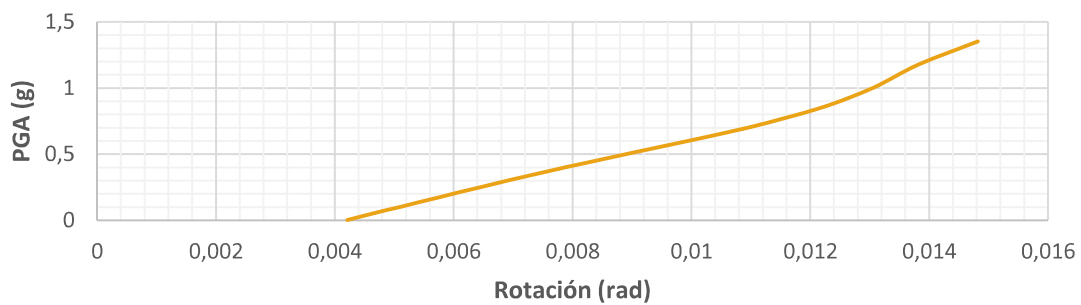
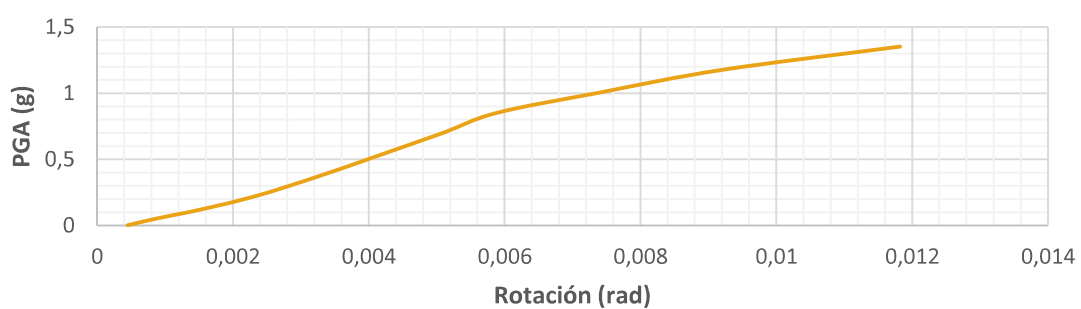
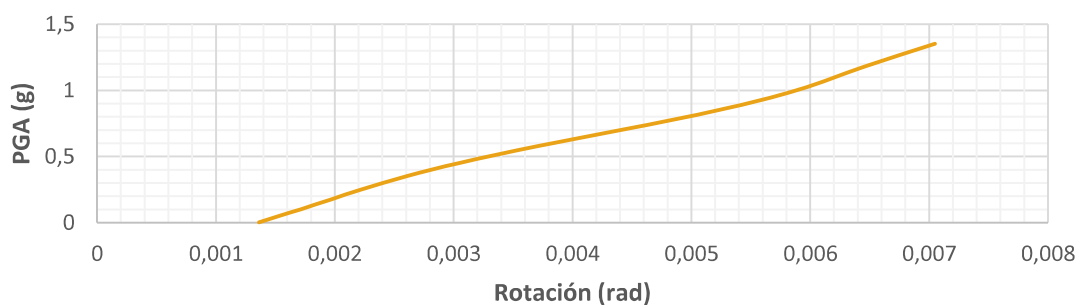
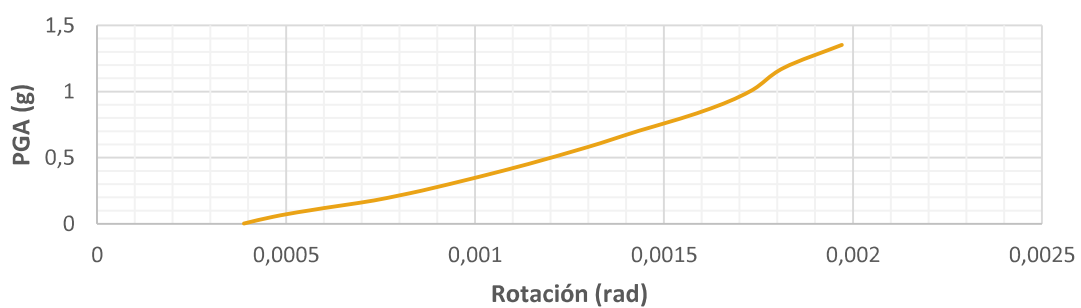
Giro Inferior en X de la columna 13**Giro Inferior en Y de la columna 13****Giro Superior en X de la columna 13****Giro Superior en Y de la columna 13**

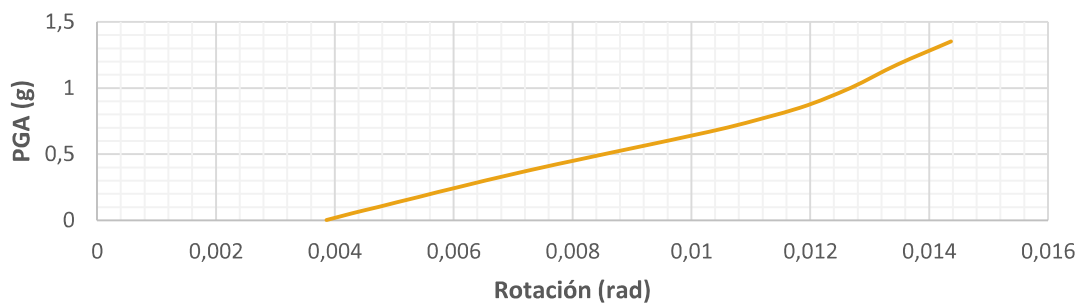
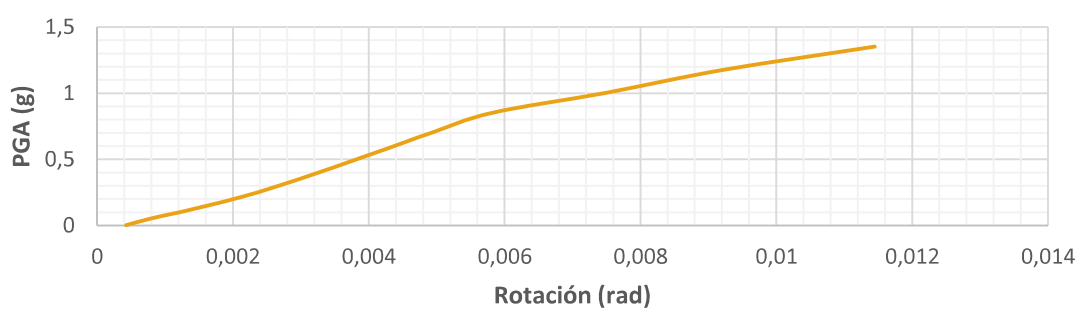
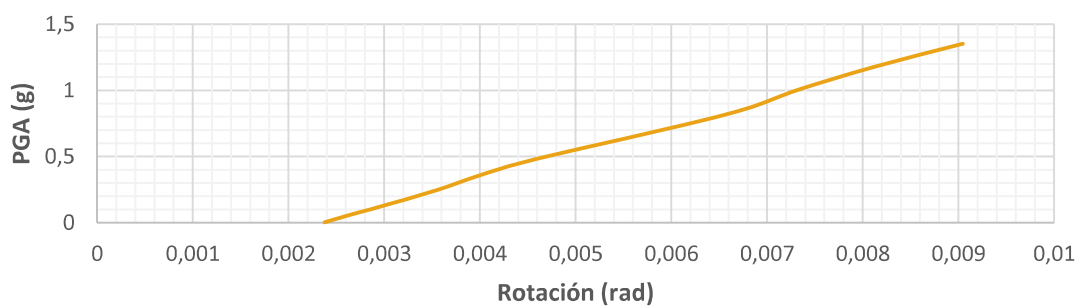
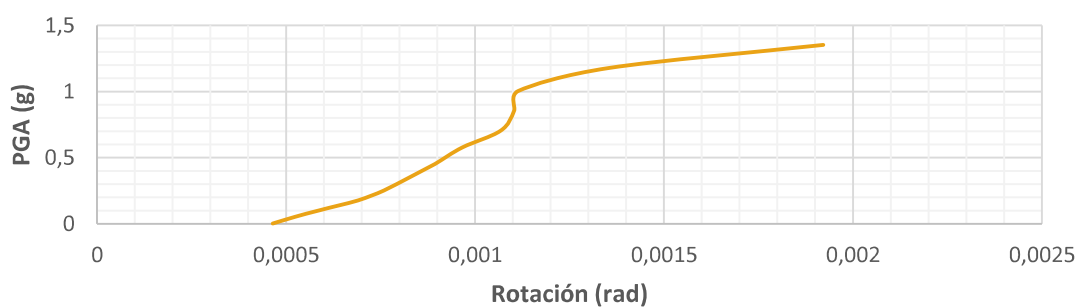
Giro Inferior en X de la columna 14**Giro Inferior en Y de la columna 14****Giro Superior en X de la columna 14****Giro Superior en Y de la columna 14**

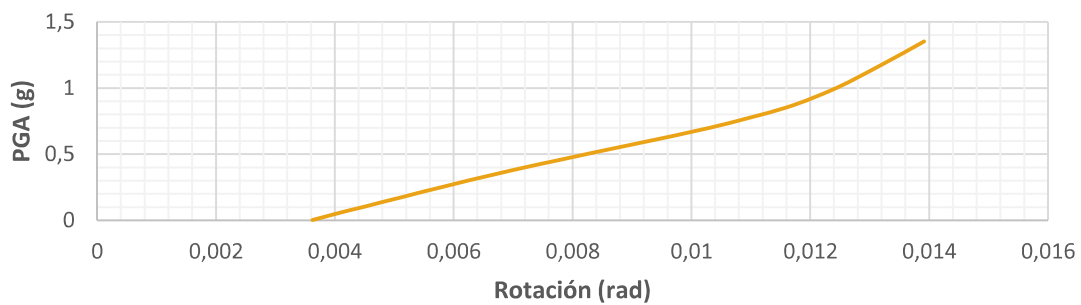
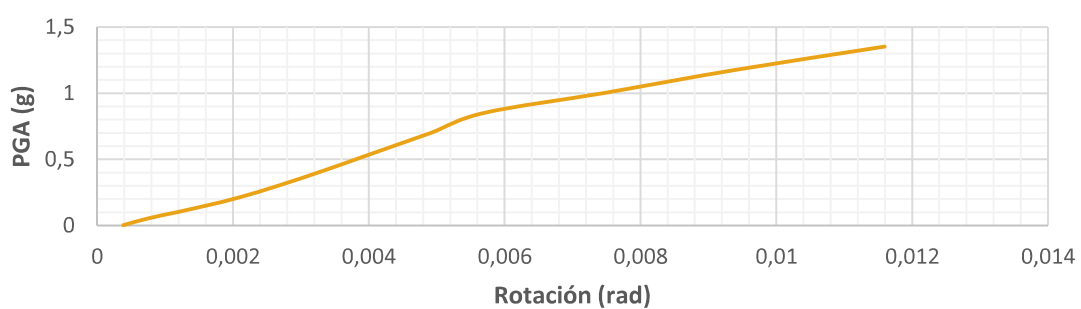
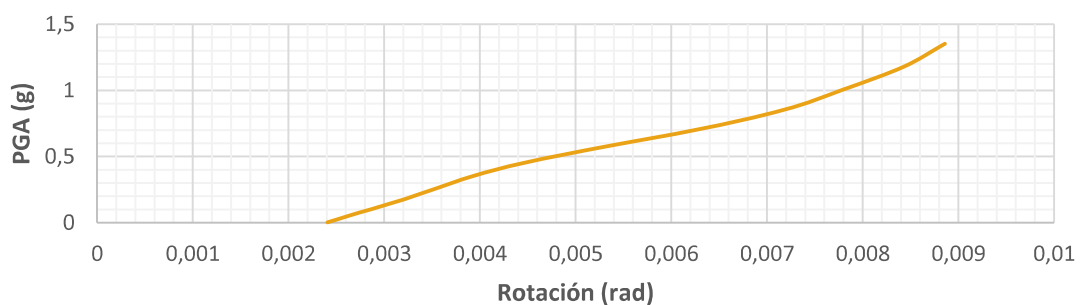
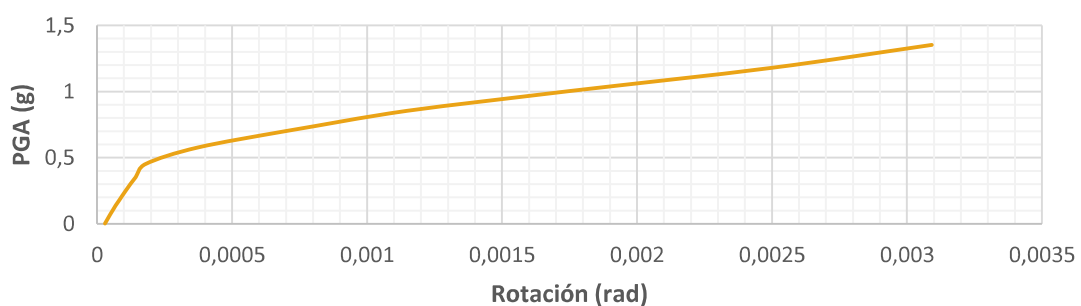


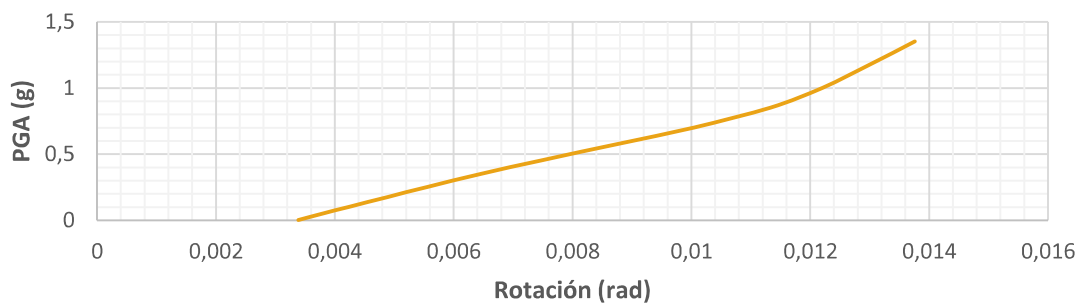
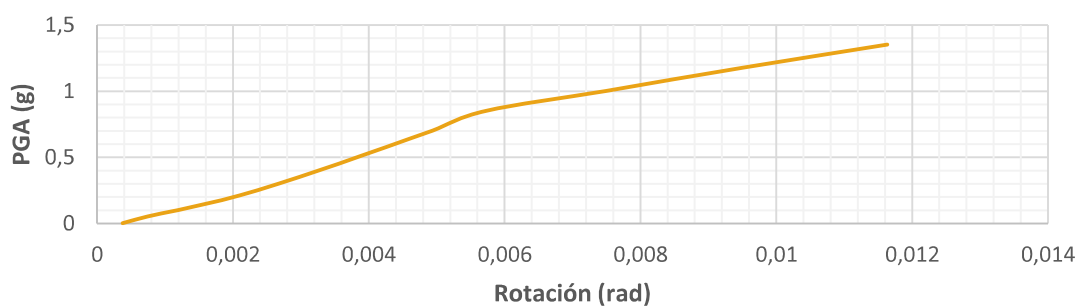
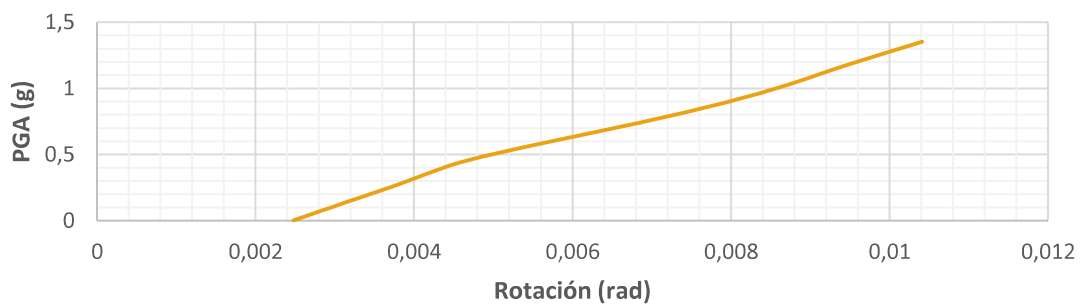
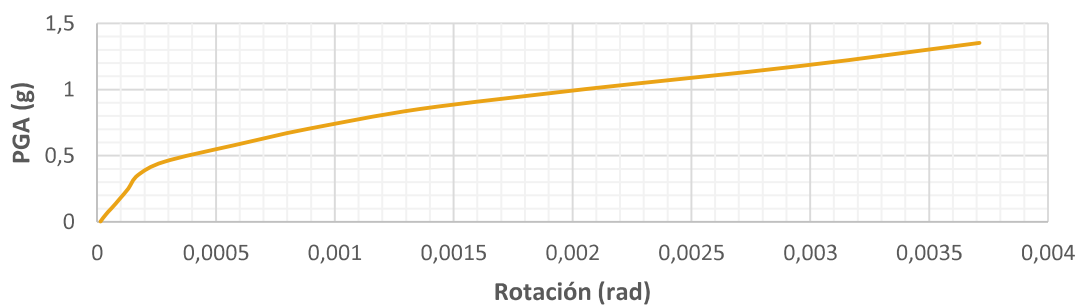
Giro Inferior en X de la columna 16**Giro Inferior en Y de la columna 16****Giro Superior en X de la columna 16****Giro Superior en Y de la columna 16**

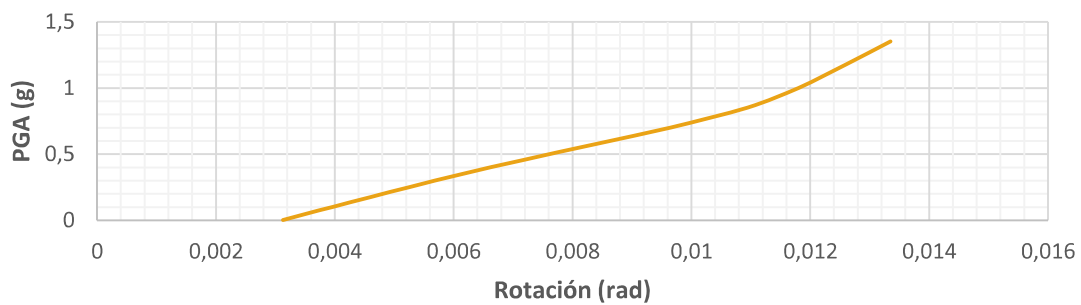
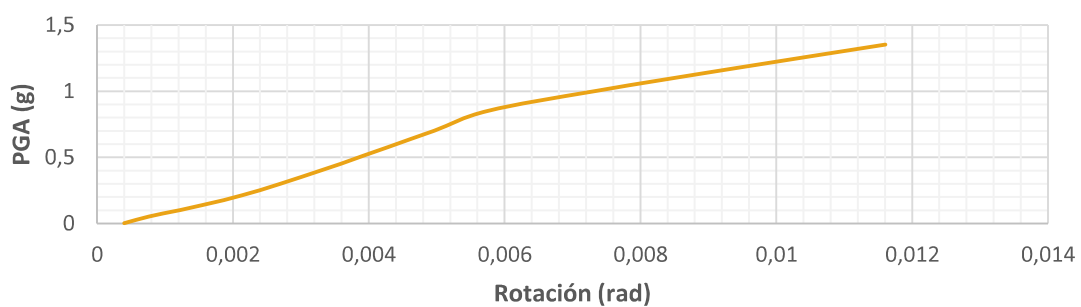
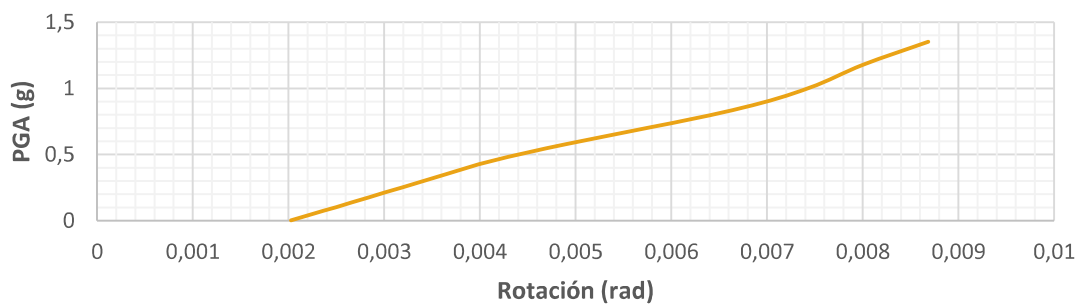
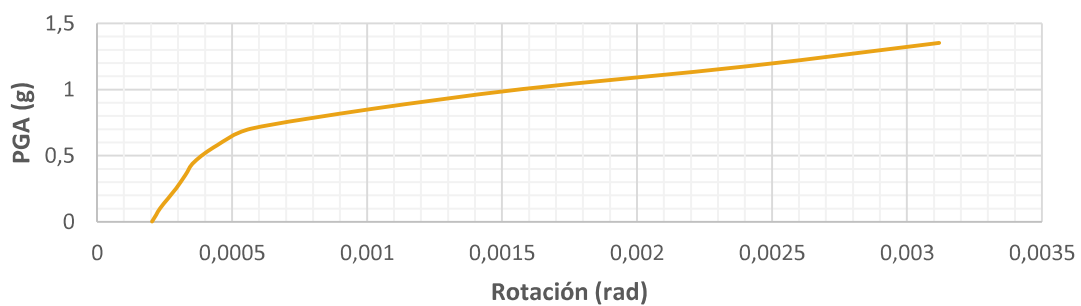
Giro Inferior en X de la columna 17**Giro Inferior en Y de la columna 17****Giro Superior en X de la columna 17****Giro Superior en Y de la columna 17**

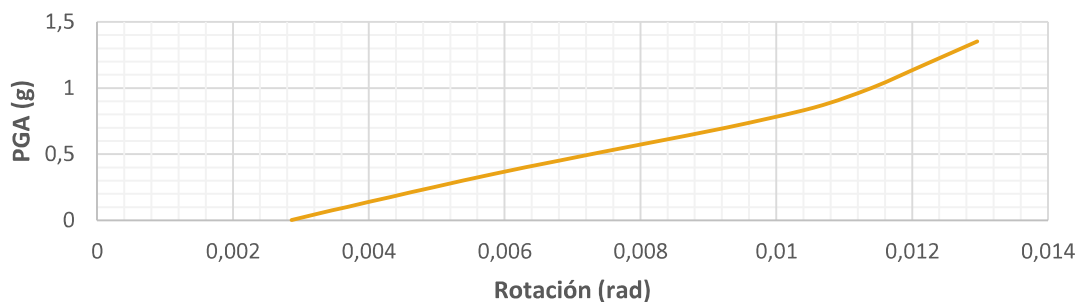
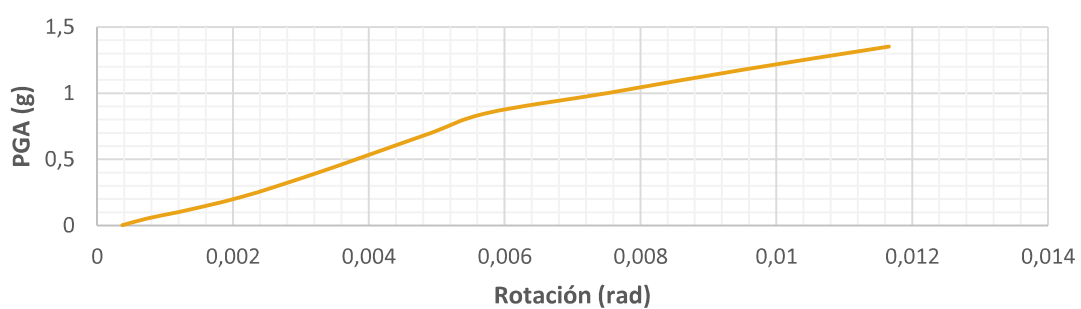
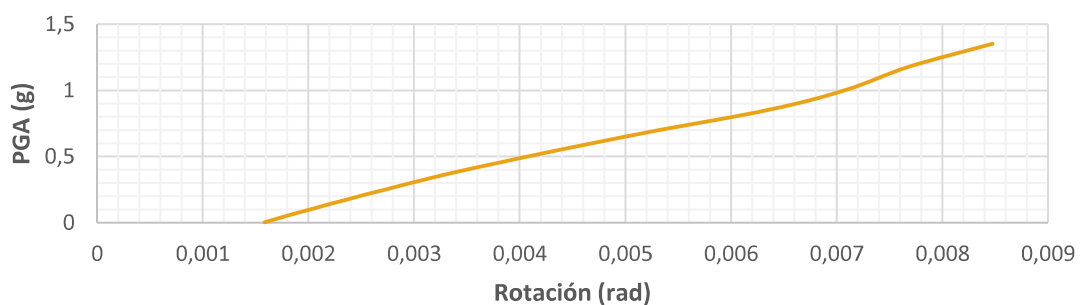
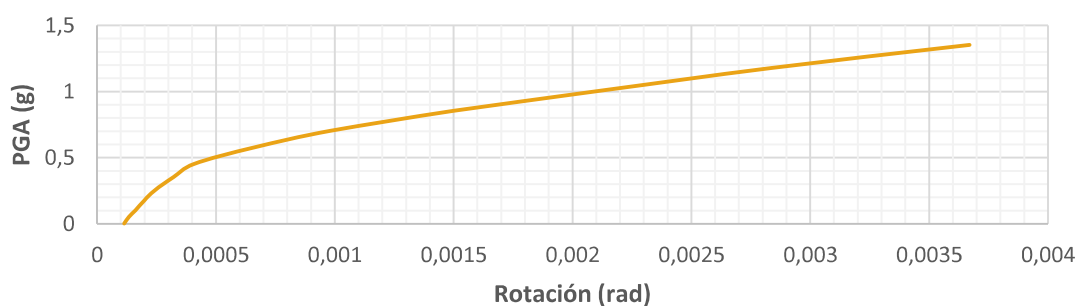
Giro Inferior en X de la columna 18**Giro Inferior en Y de la columna 18****Giro Superior en X de la columna 18****Giro Superior en Y de la columna 18**

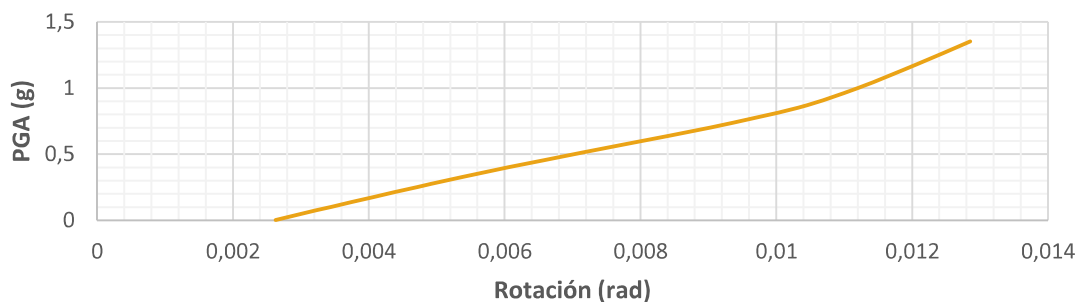
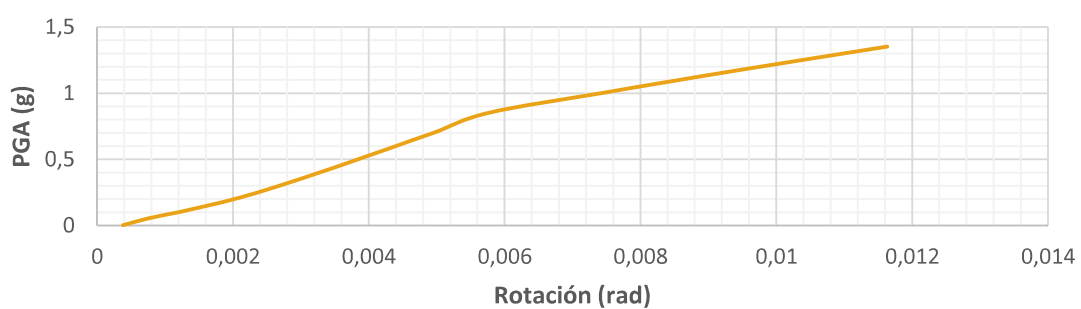
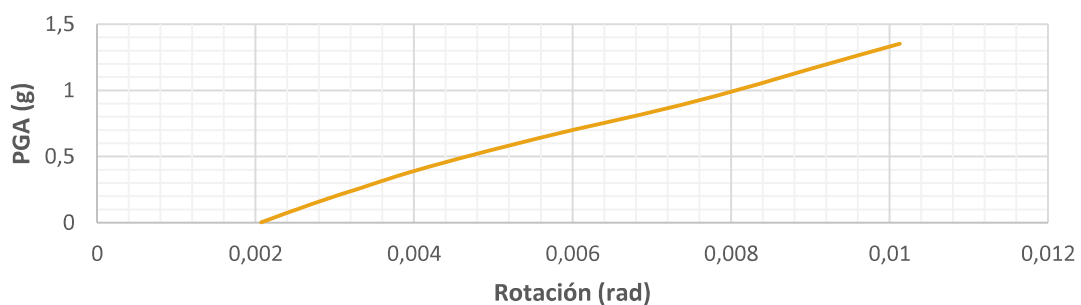
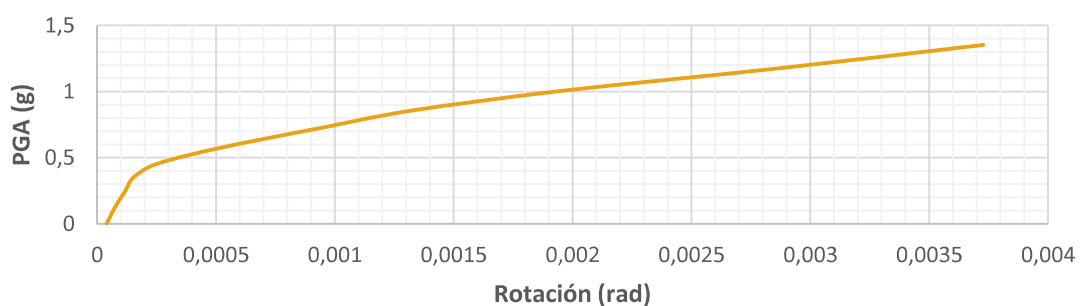
Giro Inferior en X de la columna 19**Giro Inferior en Y de la columna 19****Giro Superior en X de la columna 19****Giro Superior en Y de la columna 19**

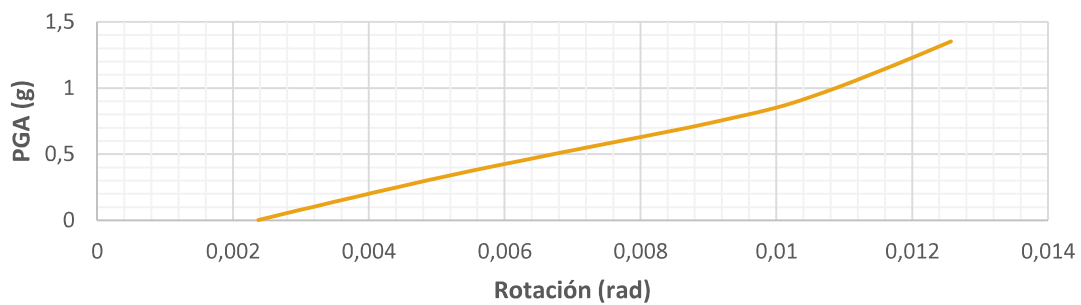
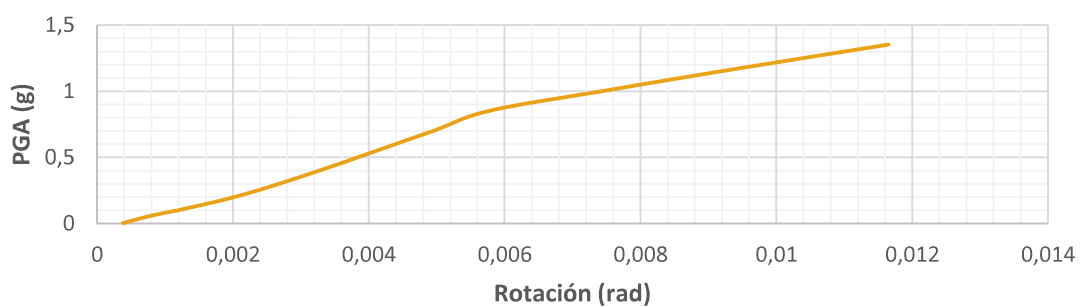
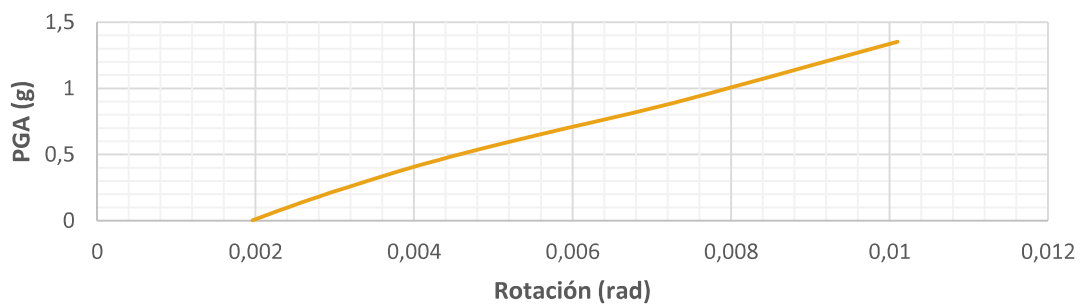
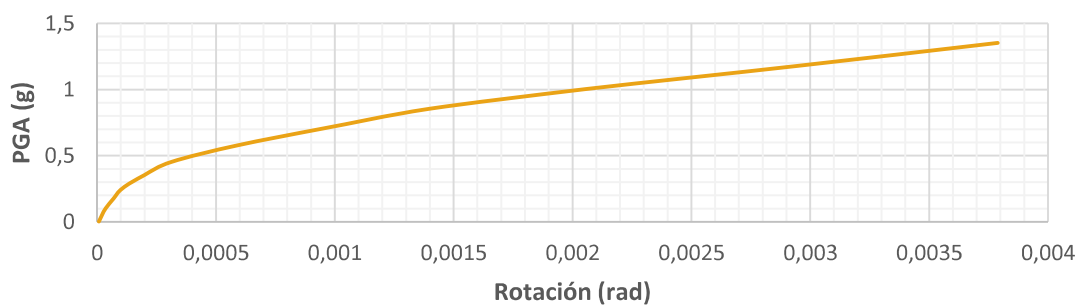
Giro Inferior en X de la columna 20**Giro Inferior en Y de la columna 20****Giro Superior en X de la columna 20****Giro Superior en Y de la columna 20**

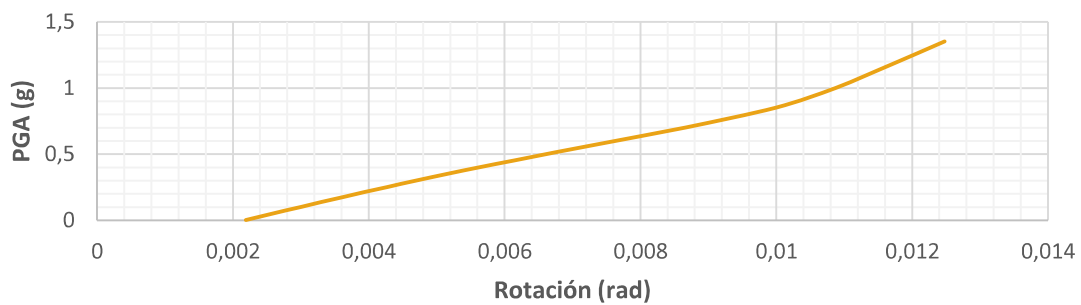
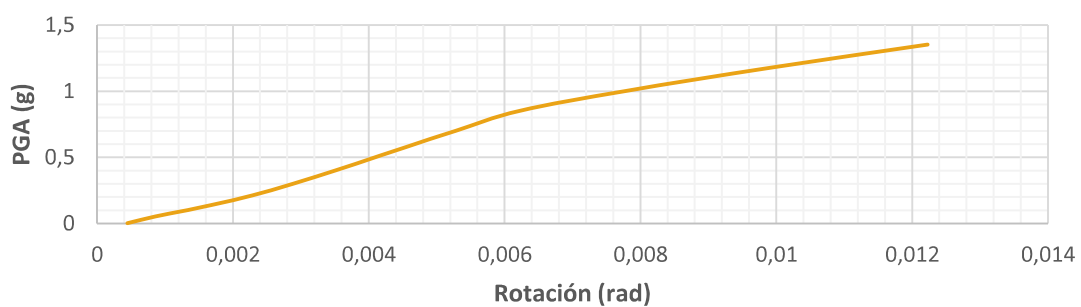
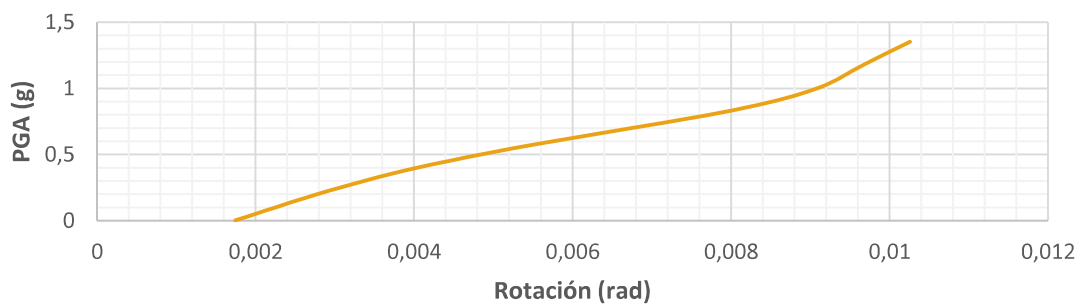
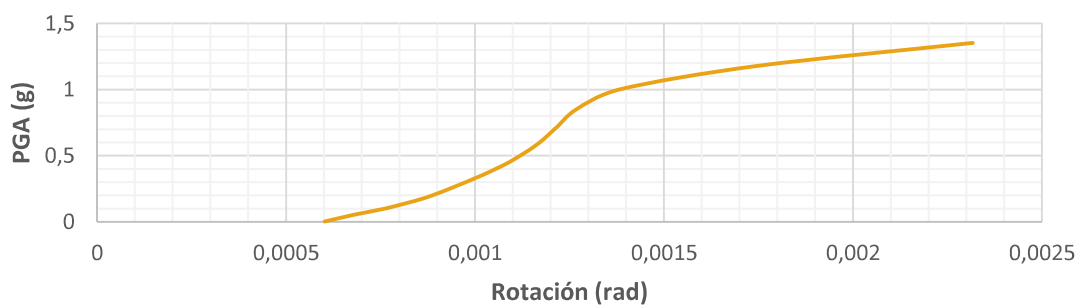
Giro Inferior en X de la columna 21**Giro Inferior en Y de la columna 21****Giro Superior en X de la columna 21****Giro Superior en Y de la columna 21**

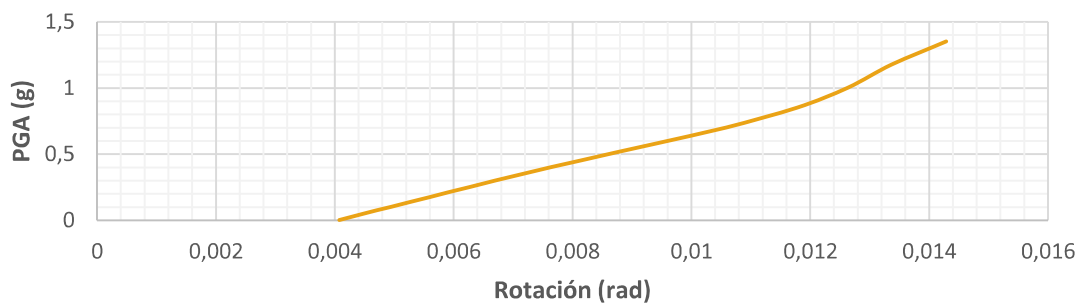
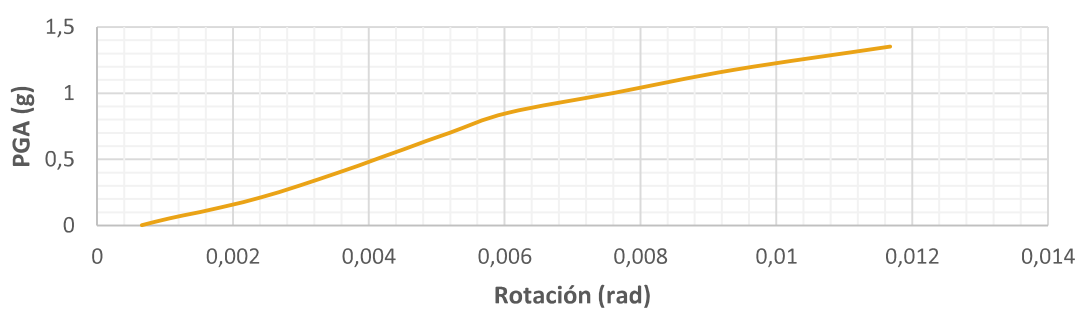
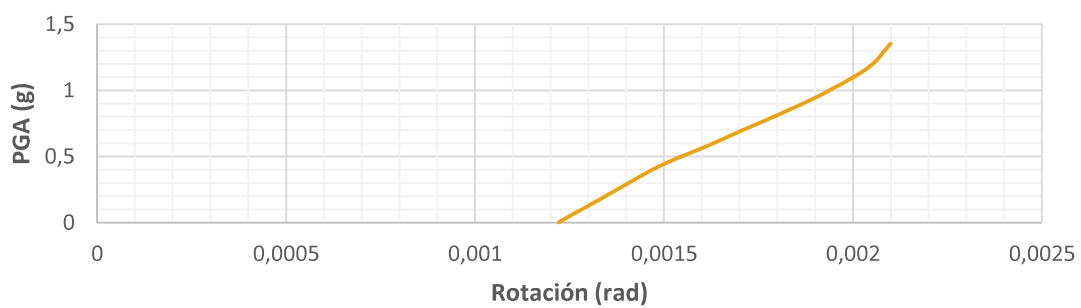
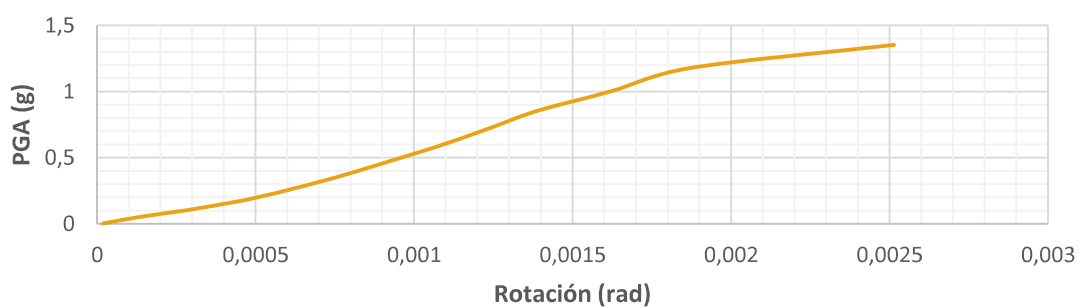
Giro Inferior en X de la columna 22**Giro Inferior en Y de la columna 22****Giro Superior en X de la columna 22****Giro Superior en Y de la columna 22**

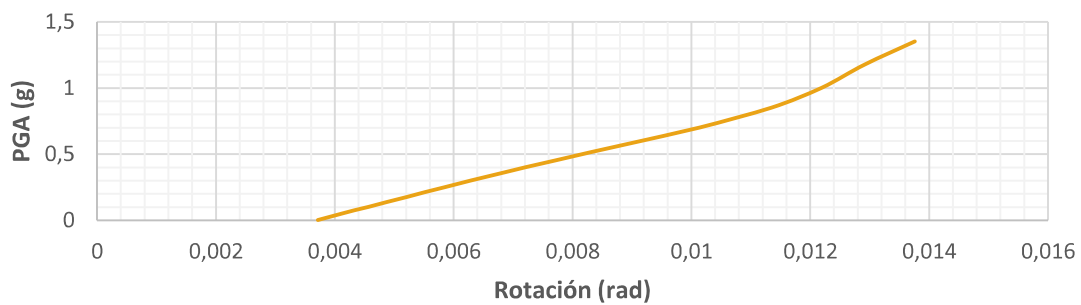
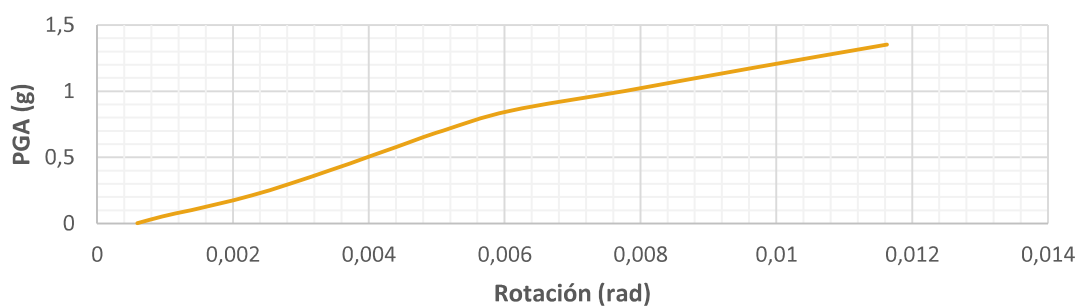
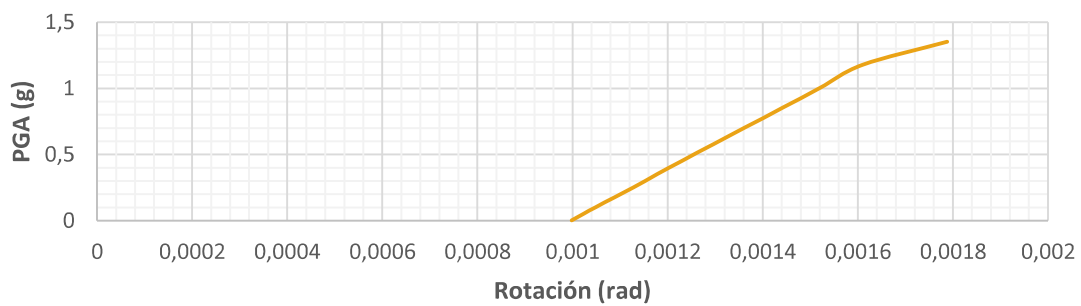
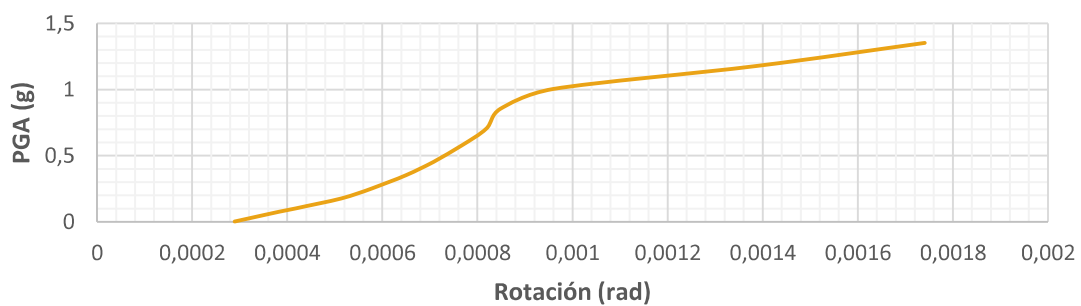
Giro Inferior en X de la columna 23**Giro Inferior en Y de la columna 23****Giro Superior en X de la columna 23****Giro Superior en Y de la columna 23**

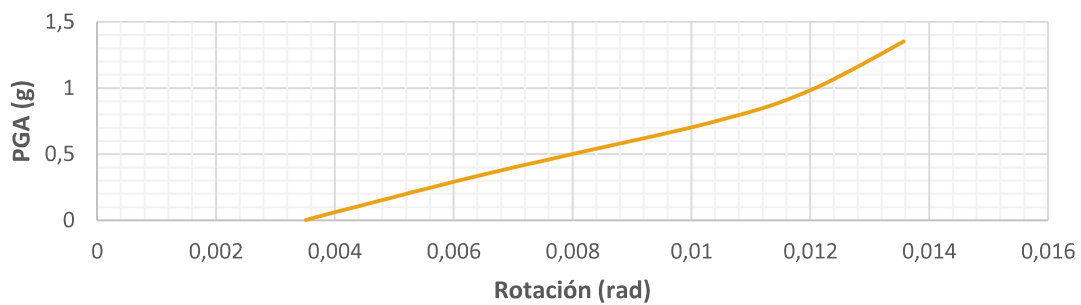
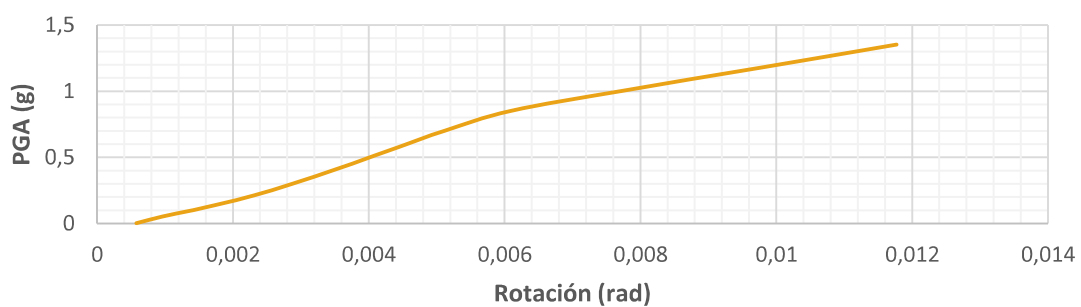
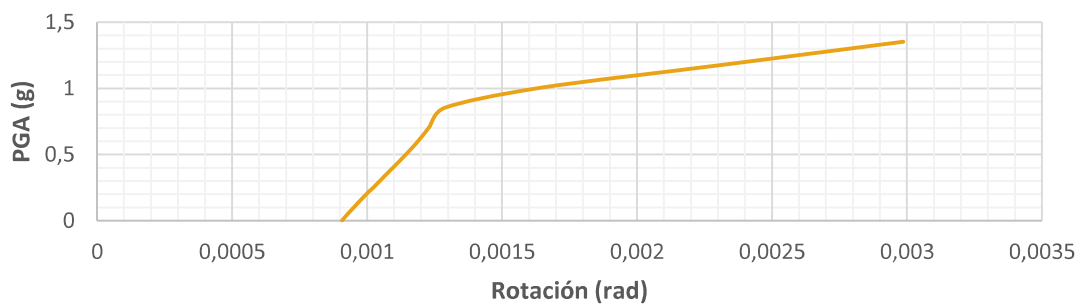
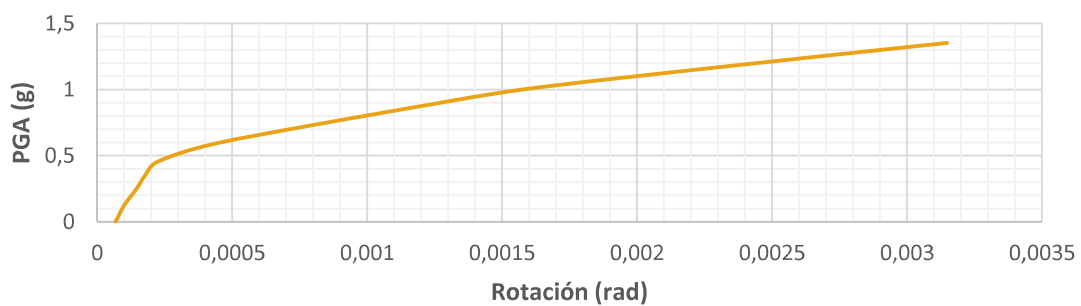
Giro Inferior en X de la columna 24**Giro Inferior en Y de la columna 24****Giro Superior en X de la columna 24****Giro Superior en Y de la columna 24**

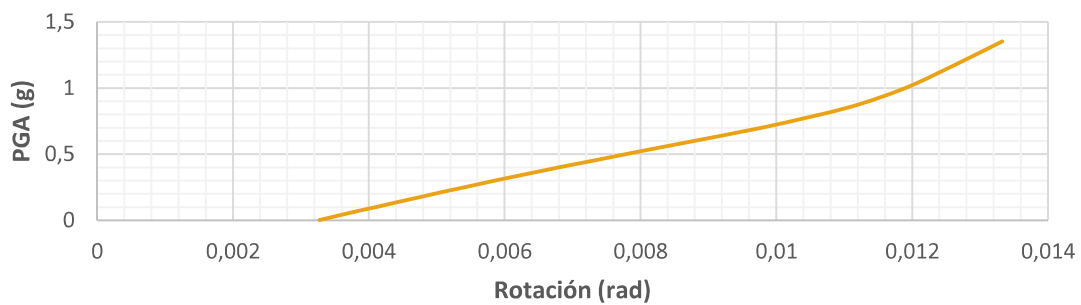
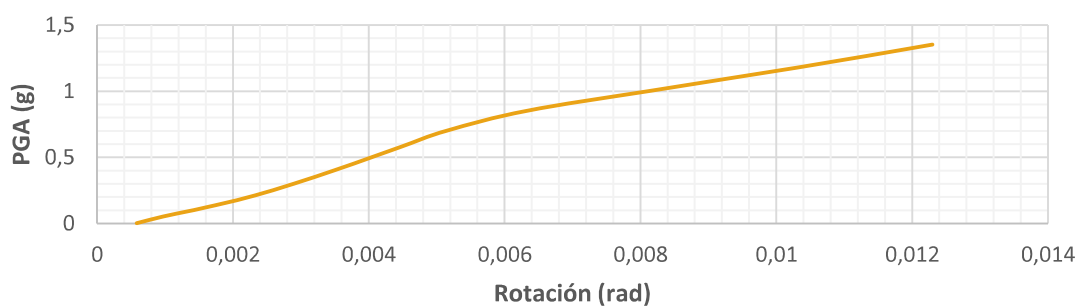
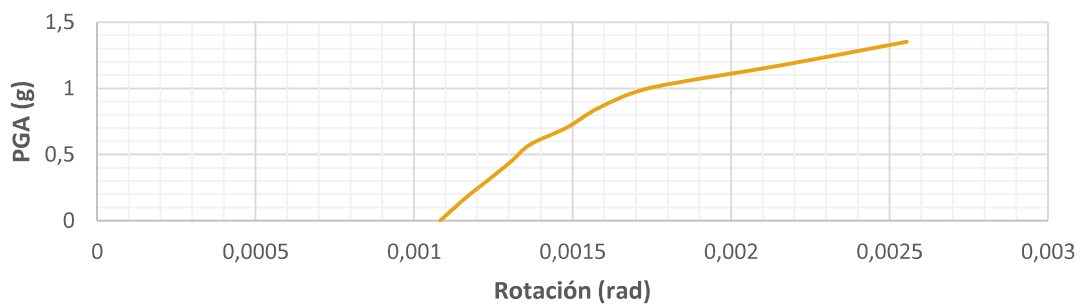
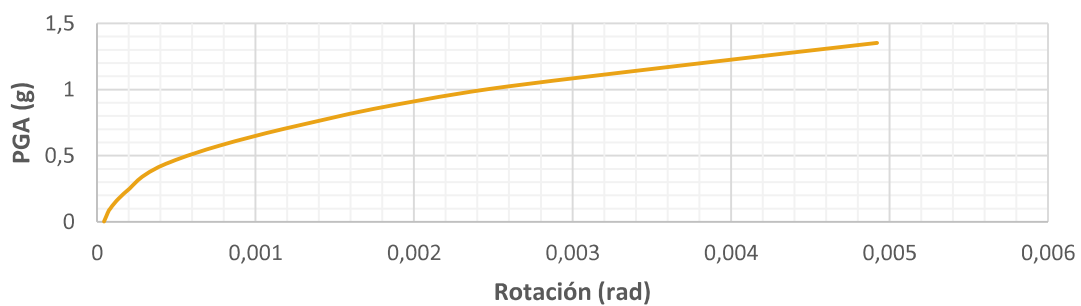
Giro Inferior en X de la columna 25**Giro Inferior en Y de la columna 25****Giro Superior en X de la columna 25****Giro Superior en Y de la columna 25**

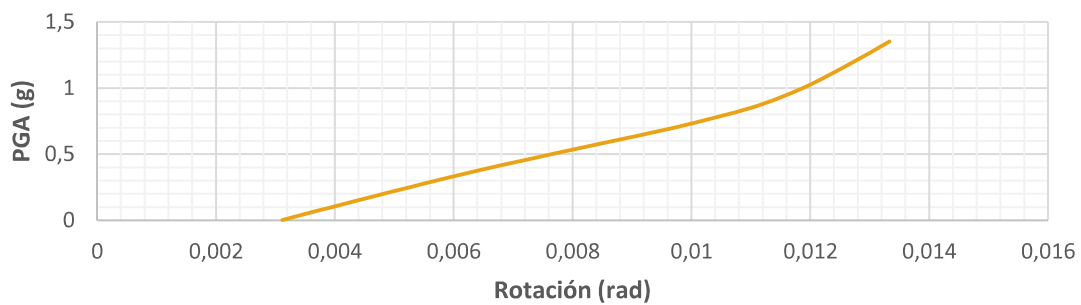
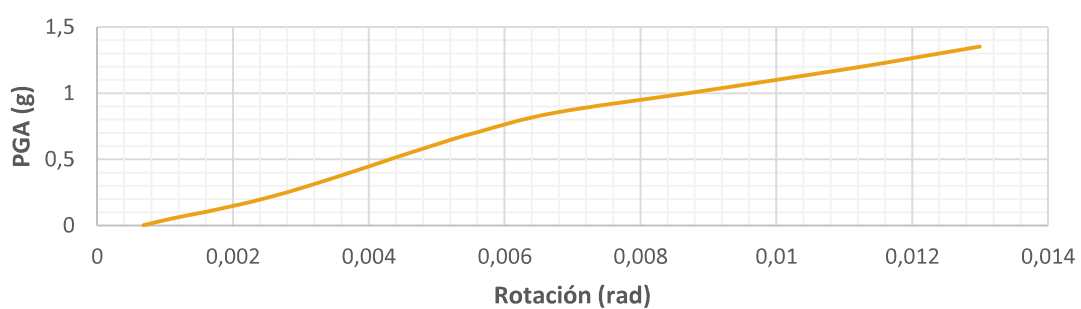
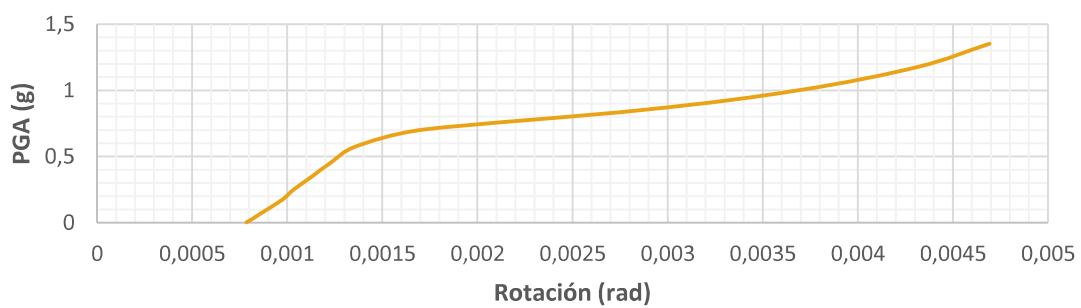
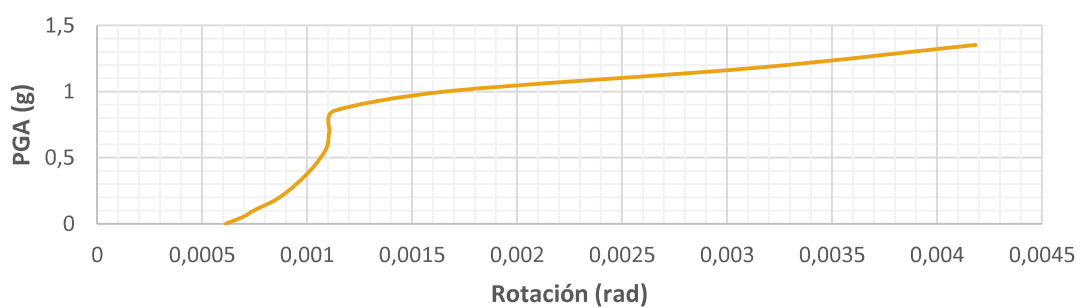
Giro Inferior en X de la columna 26**Giro Inferior en Y de la columna 26****Giro Superior en X de la columna 26****Giro Superior en Y de la columna 26**

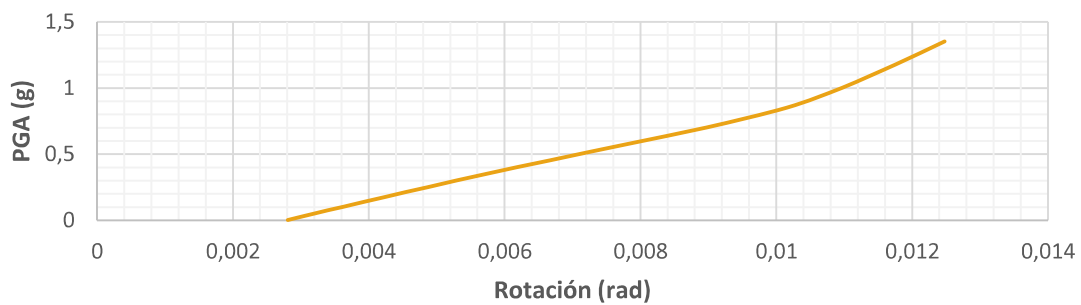
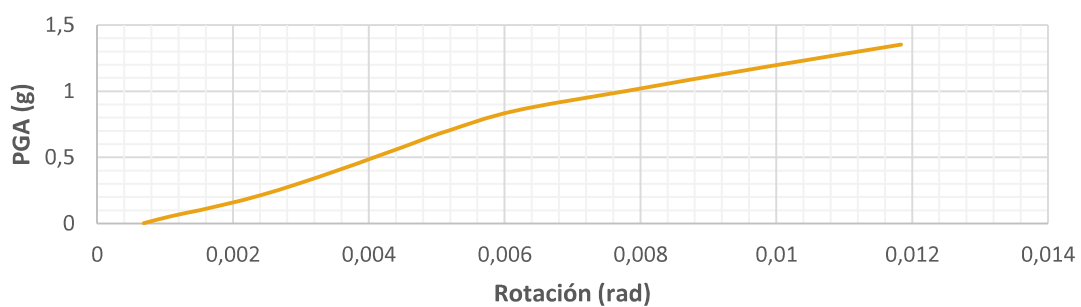
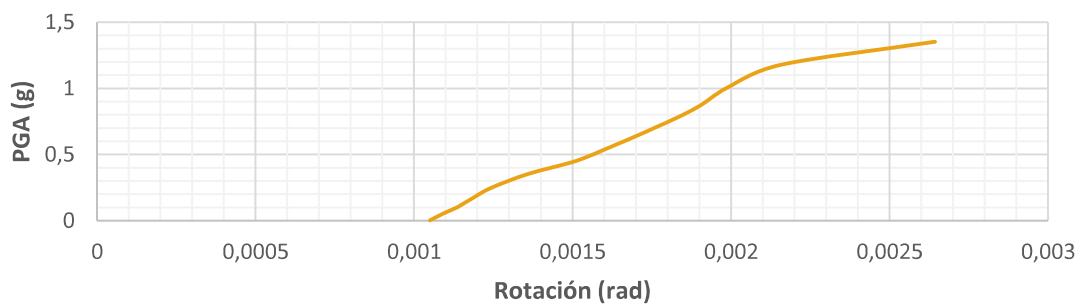
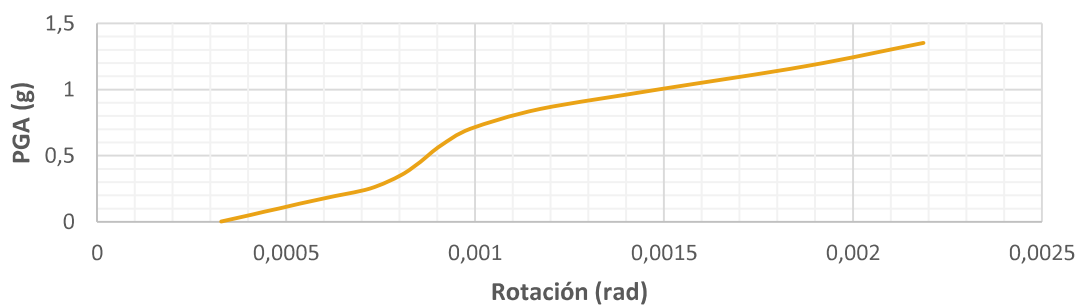
Giro Inferior en X de la columna 27**Giro Inferior en Y de la columna 27****Giro Superior en X de la columna 27****Giro Superior en Y de la columna 27**

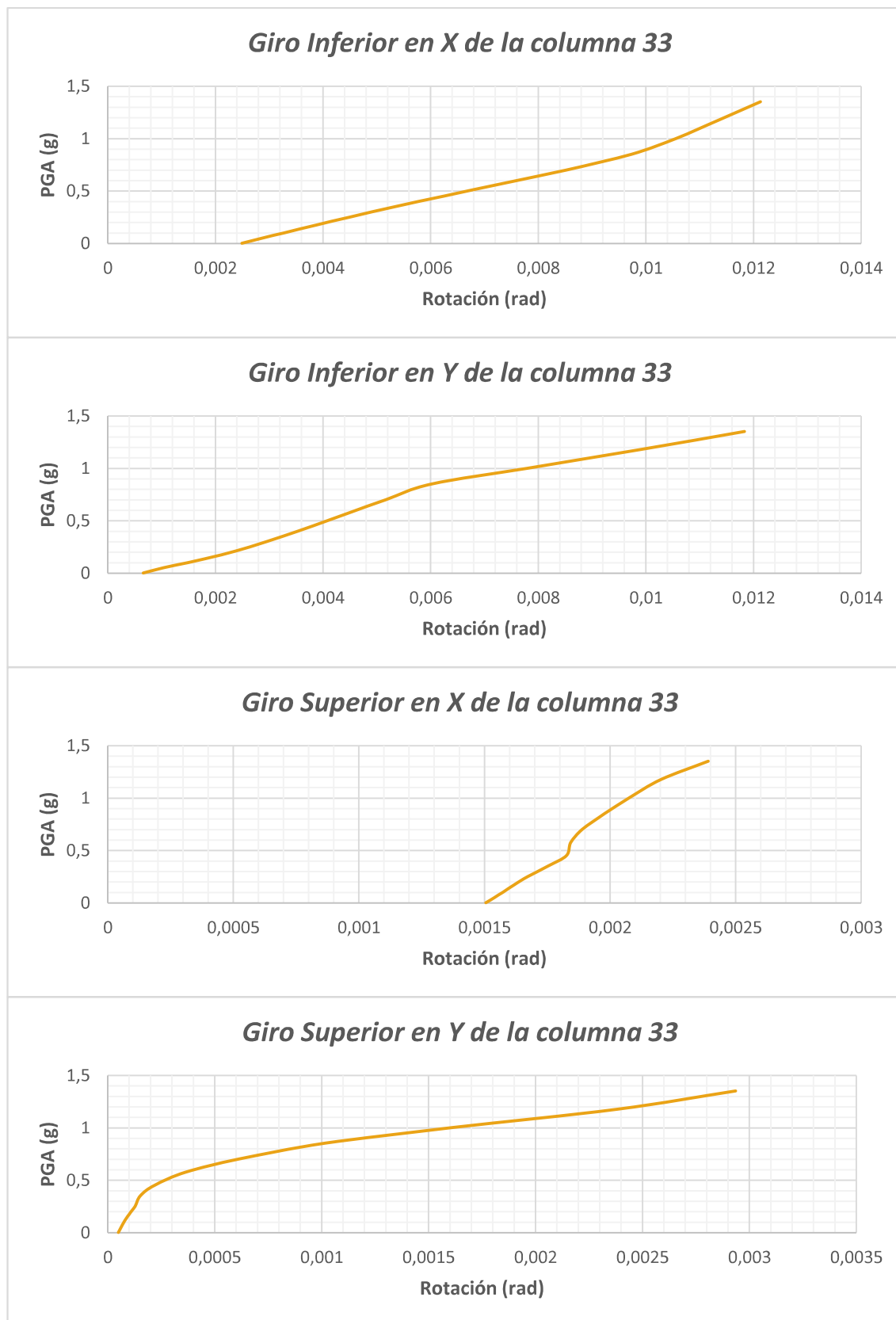
Giro Inferior en X de la columna 28**Giro Inferior en Y de la columna 28****Giro Superior en X de la columna 28****Giro Superior en Y de la columna 28**

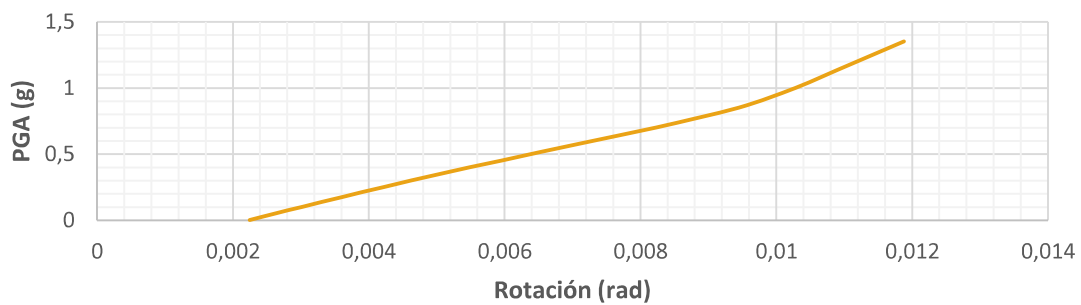
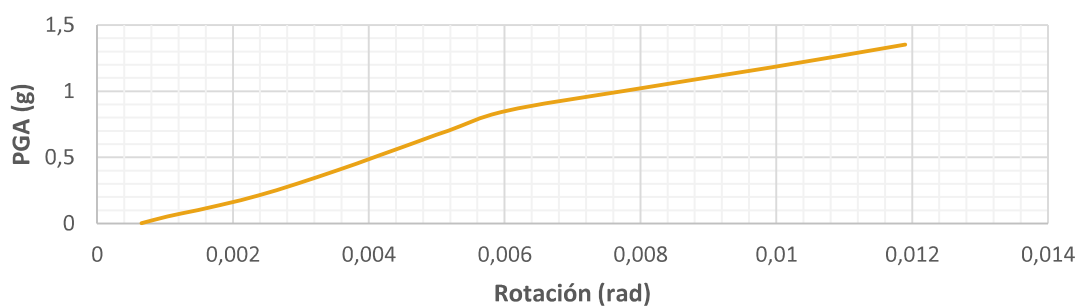
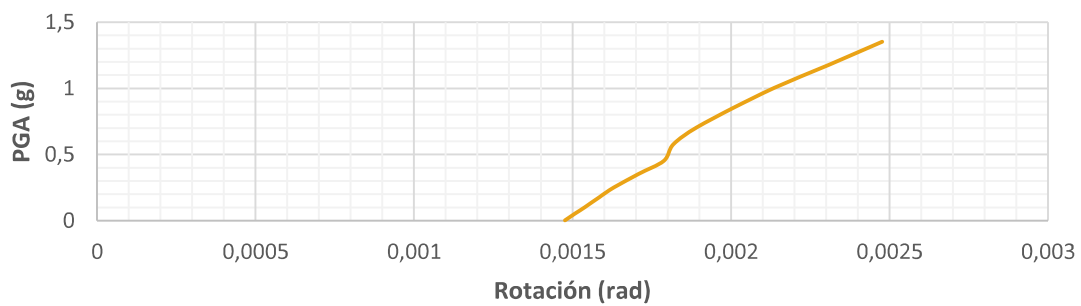
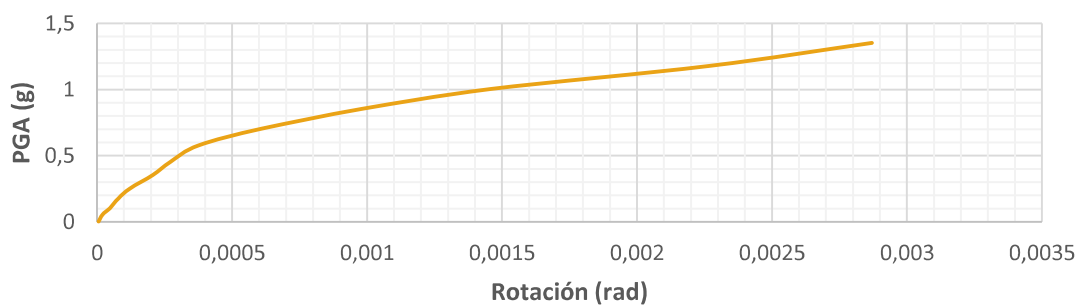
Giro Inferior en X de la columna 29**Giro Inferior en Y de la columna 29****Giro Superior en X de la columna 29****Giro Superior en Y de la columna 29**

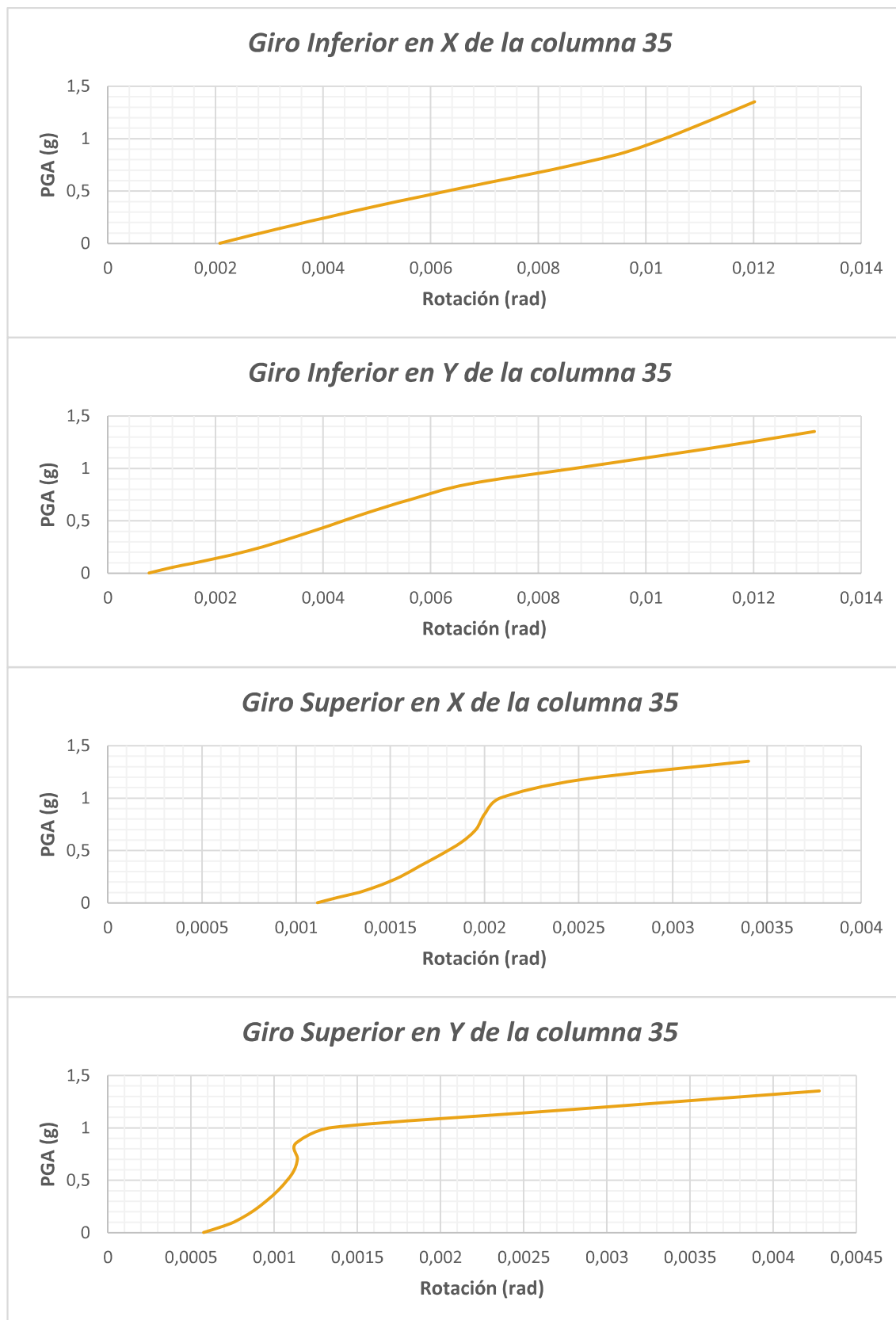
Giro Inferior en X de la columna 30**Giro Inferior en Y de la columna 30****Giro Superior en X de la columna 30****Giro Superior en Y de la columna 30**

Giro Inferior en X de la columna 31**Giro Inferior en Y de la columna 31****Giro Superior en X de la columna 31****Giro Superior en Y de la columna 31**

Giro Inferior en X de la columna 32**Giro Inferior en Y de la columna 32****Giro Superior en X de la columna 32****Giro Superior en Y de la columna 32**



Giro Inferior en X de la columna 34**Giro Inferior en Y de la columna 34****Giro Superior en X de la columna 34****Giro Superior en Y de la columna 34**



ANEXO N° 13**CURVAS IDA (PGA VS DERIVA) BLOQUE ADMINISTRATIVO**



ANEXO N° 14
CURVAS IDA (PGA VS DERIVA) BLOQUE B

