



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



GUSTAVO BERNARDES ROCHA

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS DE CONCRETO
ARMADO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A AÇÕES SÍSMICAS**

Uberlândia – MG
2024

ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS A AÇÕES SÍSMICAS

Gustavo Bernardes Rocha (1); Gerson Moacyr Sisniegas Alva (2)

(1) Graduando, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil

(2) Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil

RESUMO

Considera-se o Brasil um país de baixa atividade sísmica, se comparado a outros países da América do Sul, porém as ações sísmicas não devem ser simplesmente desprezadas. A norma brasileira para projetos de estruturas resistentes a sismos, ABNT NBR 15421:2023, dispõe de requisitos para estruturas civis submetidas a terremotos, além de indicar as regiões do país em que as forças sísmicas devem ser consideradas. Neste contexto, o presente trabalho tem como objetivo comparar duas situações no dimensionamento de um edifício em concreto armado localizado em Rio Branco – AC, região com potencial sísmico, na primeira situação serão consideradas apenas as Combinações Últimas Normais e na segunda, além destas, serão consideradas também as Combinações Últimas Excepcionais devido aos sismos. O objeto de comparação serão as áreas de aço das armações longitudinais e transversais de pilares e vigas, para que se possa analisar o quão subdimensionado estaria este edifício sem a consideração das ações sísmicas. Com base nos resultados obtidos, verifica-se um subdimensionamento severo na não consideração das Combinações Últimas Excepcionais devido aos sismos em uma região com atividade sísmica considerável.

Palavras-chave: ações sísmicas, ações Excepcionais, estruturas de concreto, análise estrutural.

1 INTRODUÇÃO

O abalo sísmico é um fenômeno de vibração brusca e passageira da superfície da terra, resultante de movimentos subterrâneos das placas tectônicas, da atividade vulcânica ou da migração de gases no interior da terra. Essa movimentação gerada no interior do solo provoca uma grande liberação de energia em forma de onda sísmica (PENÃ, 2012). O Brasil é considerado um país de baixa atividade sísmica, se comparado a outros países da América do Sul, visto que regiões de encontro entre placas tectônicas são responsáveis pela quase totalidade da energia sísmica liberada no planeta, e grande parte do território nacional situa-se em uma região intraplaca. Entretanto, é incorreto afirmar a ausência de atividade sísmica no Brasil, pois a parte do extremo oeste e centro-oeste da região norte encontra-se próximo ao limite da placa tectônica sul-americana, além disso existe a possibilidade de ocorrência de sismos intraplacas, que apesar de acontecerem com pouca frequência, não podem ser desconsiderados. Pérez Peña (2012, p. 2) ressalta ser “necessária a utilização de procedimentos e técnicas de cálculo que permitam uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura, a fim de evitar perdas de vidas humanas e minimizar os danos estruturais”. Levando isto em consideração, entra em vigor no ano de 2006, a norma para estruturas resistentes a sismos, ABNT NBR 15421:2006, com objetivo de estabelecer requisitos de projetos para estruturas civis, visando a preservação de vidas humanas, redução de danos esperados em edificações e a manutenção da operacionalidade de edificações críticas durante e após um evento sísmico. A Norma Brasileira de Sismos considera que a maior parte do território brasileiro se encontra em região de baixa sismicidade, mas ressalta potencial sísmico considerável em algumas áreas. A formulação desta proposta de Norma se baseou nos dados sismológicos hoje disponíveis e no tratamento estatístico e probabilístico destes dados. Diante deste contexto, este trabalho apresenta o dimensionamento de um edifício de quatro pavimentos em concreto armado em Rio Branco – AC, uma região com potencial sísmico, e mostra a comparação dos resultados do dimensionamento de vigas e pilares quando se empregam somente as Combinações Últimas Normais e quando se inclui a Combinação Excepcional devido à ação sísmica, pelo método das Forças Horizontais Equivalentes. Nesta comparação o objetivo foi o de analisar o quão subdimensionado este edifício estaria se não fosse empregado as recomendações para projetos resistentes a sismos.

2 ESTUDOS SOBRE A SISMICIDADE NO BRASIL

A pesquisa sismológica no Brasil ainda está em estágio inicial e progride lentamente. Apesar do avanço recente com a implementação da Rede Sismográfica Brasileira (RSBR) e a melhoria na capacidade de monitoramento de tremores em todo o país, ainda há uma lacuna significativa no entendimento das características sísmicas do Brasil. Inicialmente, as pesquisas adotavam as abordagens utilizadas em outros países ao redor do mundo. Santos e Souza Lima (2004), ao considerarem a continuidade geográfica entre o Brasil e seus países vizinhos, basearam-se em um estudo conduzido por Falconi (2003), que examinou as normas de projeto sísmico de seis países sul-americanos, excluindo o Brasil, e a partir dessas análises, foi elaborado um mapa de sismicidade da América do Sul. Esses estudos serviram como referência para a formulação da Norma Brasileira de Sismos, a NBR 15421, para projetos de estruturas resistentes a sismos (ABNT, 2006). Esta norma, definiu um zoneamento sísmico e um Espectro de Resposta de Projeto (ERP) para todo território brasileiro, identificando regiões no Norte e Nordeste como as áreas de maior atividade sísmica. De acordo com SANTOS et al. (2010), os valores utilizados são conservadores, o que se deve à falta de informações precisas para o cálculo das acelerações características de projeto. Para SANTOS e LIMA (2008), o zoneamento sísmico se baseou no *Global Seismic Hazard Map* (1999), resultado do estudo de GFZ-Potsdam (1999). O projeto "*Global Seismic Hazard Assessment Program* (GSHAP)" foi uma iniciativa que contou com a colaboração de diversas instituições internacionais. Iniciado em 1992 e finalizado em 1999, seu principal objetivo era criar um mapa global de riscos sísmicos de maneira coordenada, utilizando métodos probabilísticos de avaliação. Este mapa apresenta o Brasil com um risco sísmico relativamente baixo, com acelerações horizontais características normalmente abaixo de $0,4 \text{ m/s}^2$. Contendo exceções, como uma parte do Nordeste, abrangendo áreas dos estados do Rio Grande do Norte, Paraíba e Ceará, além da região oeste das regiões Norte e Centro-Oeste, devido à sua proximidade com a Cordilheira dos Andes. Lopes e Nunes (2011) relatam: "O nível de atividade sísmica no Brasil é classificado como baixo, com ocorrência média de menos de dois sismos com magnitudes maiores que $4 m_b$ por ano, um sismo com magnitude maior que $5 m_b$ a cada seis anos, e um sismo de magnitude $6 m_b$ a cada 45 anos. Mesmo com frequência muito baixa, não é

impossível a ocorrência de sismos com magnitudes de até 7,5 mb, sendo que, nesse caso, o período de recorrência desse tipo de evento no Brasil é em torno de 885 anos”. Entretanto, como todo documento normativo, a ABNT NBR 15421 (2006) estava atrelada aos conhecimentos acumulados até sua publicação, e não levava em consideração os estudos mais recentes. Deve-se destacar que nos últimos anos foram feitos alguns esforços no sentido de atualizar o mapa brasileiro de ameaça sísmica, destacadamente, por DOURADO (2014), PIRCHINER (2014) e ASSUMPÇÃO *et al.* (2016).

DOURADO (2014) desenvolveu um mapa de risco sísmico por meio de uma avaliação probabilística dessa ameaça, empregando o software R-CRISIS. Para conduzir essa análise, o autor identificou oito regiões-fonte localizadas em várias partes do Brasil com atividade sísmica notável e estabeleceu as relações Gutenberg-Richter correspondentes, após processar os dados do catálogo de terremotos brasileiro.

PIRCHINER (2014) adotou uma abordagem distinta na produção de mapas sísmicos. Após realizar uma análise probabilística convencional da ameaça sísmica, com base nos dados de DOURADO (2014) e utilizando o software OpenQuake, o autor explorou três técnicas distintas de suavização da sismicidade, conhecidas como métodos "zoneless". Os valores de aceleração horizontal obtidos variaram de duas a quatro vezes mais altos do que os encontrados por DOURADO (2014). Os métodos de suavização examinados geraram resultados discrepantes entre si, com os maiores valores de aceleração horizontal localizados em pontos diferentes.

ASSUMPÇÃO *et al.* (2016) empregaram o método de árvore lógica para integrar os diversos aspectos dos modelos que consideraram, com o objetivo de desenvolver um mapa brasileiro de risco sísmico. Eles analisaram dois tipos de modelos: o modelo de zonas por área e o modelo de zonas pontuais suavizadas. Cada um dos seis ramos da árvore lógica recebeu um peso percentual, com uma ênfase maior nos modelos de zonas pontuais suavizadas.

Além disso, análises probabilísticas atualizadas da ameaça sísmica foram realizadas recentemente no território peruano, com ênfase nos estudos conduzidos por RONCAL CASTRO (2017) e AGUILAR *et al.* (2017).

DE ALMEIDA *et al.* (2019) realizaram uma análise probabilística atualizada da ameaça sísmica na Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto (CNAAA), localizada em Angra dos Reis. Os pesquisadores, em sua abordagem, não apenas consideraram a contribuição da atividade sísmica tanto continental quanto oceânica da região

Sudeste, utilizando o modelo convencional de sismicidade difusa, mas também incorporaram a influência das falhas geológicas próximas ao local de estudo. Como resultado dessa análise, foram gerados cinco espectros de ameaça uniforme para o local de interesse, considerando períodos de recorrência de 10-2, 10-3, 10-4, 10-5 e 10-6.

BORGES et al. (2020) conduziram uma análise probabilística da ameaça sísmica em um ponto específico da plataforma continental localizada na Bacia de Campos. Os pesquisadores seguiram premissas semelhantes às de ALMEIDA et al. (2019), embora não tenham considerado as contribuições das falhas geológicas. Como resultado, foi elaborado um mapa de ameaça sísmica para a plataforma continental e foram gerados quatro espectros de ameaça uniforme para o ponto de interesse, considerando períodos de recorrência de 275, 975, 2475 e 4975 anos.

Então levando em consideração todos os estudos feitos nos últimos anos e a melhoria na capacidade de monitoramento de tremores em território brasileiro, sendo possível obter valores mais assertivos para o cálculo de acelerações sísmicas, foi aprovada em 2023, em Consulta Nacional, a atualização da NBR 15421, contendo como principais modificações: a correção no mapa de perigo sísmico e ajustes no formato do espectro de resposta.

3 MÉTODO DAS FORÇAS HORIZONTAIS EQUIVALENTES

A NBR 15421:2023 apresenta 3 métodos possíveis para a análise sísmica:

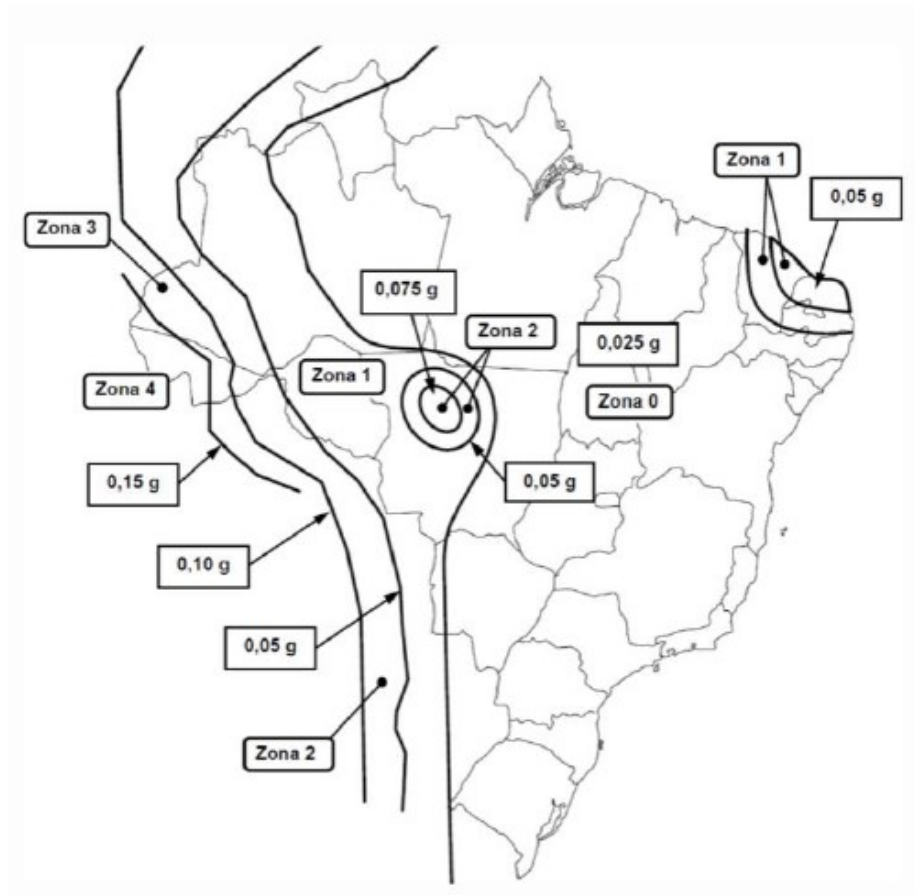
- 1) Análise sísmica pelo Método das Forças Horizontais Equivalentes;
- 2) Análise sísmica pelo Método Espectral;
- 3) Análise sísmica com históricos de acelerações no tempo.

Neste trabalho será dada ênfase ao método das Forças Horizontais Equivalentes em função de sua simplicidade e por ser usualmente mais conservador (à favor da segurança) do que os outros dois métodos. Este método é estático, fundamentado no princípio da aplicação de forças horizontais equivalentes à excitação que se teria na base da estrutura, pode ser utilizado para estruturas em qualquer zona sísmica e não depende necessariamente de uma ferramenta computacional específica.

3.1 Zoneamento sísmico brasileiro

De acordo com a NBR 15421:2023, para efeito de definição das ações sísmicas a serem consideradas no projeto, deve ser considerado o zoneamento sísmico a Figura 1.

Figura 1 – Mapa de zonas sísmicas do Brasil e acelerações correspondentes.



Fonte: NBR 15421 (2023).

Nessa figura, são definidas cinco zonas sísmicas, considerando a variação de a_g , a aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe B ("Rocha"), nas faixas estabelecidas na Tabela 1.

Tabela 1 – Zonas sísmicas.

Zona sísmica	Valores de a_g
Zona 0	$a_g = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_g \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_g \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_g \leq 0,15g$
Zona 4	$a_g = 0,15g$

Fonte: NBR 15421 (2023).

3.2 Definição da classe do terreno

O terreno onde se encontra a fundação do edifício deve ser categorizado em uma das classes definidas na Tabela 2, associadas aos valores numéricos dos parâmetros geotécnicos médios avaliados nos 30 m superiores do terreno, sendo estes: a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento $\overline{V_s}$ e o número de golpes no ensaio SPT \overline{N} .

Tabela 2 – Classe do terreno.

Classe do terreno	Designação da classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		V_s	N
A	Rocha sã	$V_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	760 m/s $\geq V_s \geq 370$ m/s	$N \geq 50$
D	Solo rígido	370 m/s $\geq V_s \geq 180$ m/s	$50 \geq N \geq 15$
E	Solo mole	$V_s \leq 180$ m/s	$N \geq 15$
	-	Qualquer perfil, incluindo camada com mais de 3 m de argila mole	
F	-	Solo que exija avaliação específica, como: <ul style="list-style-type: none"> a. solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argila muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; b. turfa ou argilas muito orgânicas; c. argilas muito plásticas; d. estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média. 	

Fonte: NBR 15421 (2023).

3.3 Análise sísmica pelo método das Forças Horizontais Equivalentes

Segundo o Método das Forças Horizontais Equivalentes, descrito na NBR 15421:2023, a força horizontal na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada de acordo com a expressão abaixo:

$$H = C_s \cdot W \quad (\text{Equação 1})$$

onde C_s é o coeficiente de resposta sísmica e W é o peso efetivo da estrutura. O coeficiente de resposta sísmico é definido como:

$$C_s = \frac{2,5 \cdot \left(\frac{a_{gs0}}{g}\right)}{\left(\frac{R}{T}\right)} \quad (\text{Equação 2})$$

O valor mínimo de C_s é de 0,01. Este coeficiente também não precisa ser maior que o valor definido na Equação 3:

$$C_s = \frac{(a_{gs1}/g)}{T \left(\frac{R}{T}\right)} \quad (\text{Equação 3})$$

Em ambas as equações anteriores, T é o período natural fundamental, em segundos, e g é a aceleração da gravidade. As grandezas a_{gs0} e a_{gs1} são acelerações espectrais para os períodos de 0,0s e 1,0s, respectivamente, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo, conforme definido pelas Equações 4 e 5:

$$a_{gs0} = C_a a_g \quad (\text{Equação 4})$$

$$a_{gs1} = C_v \cdot 0,75 \cdot a_g \quad (\text{Equação 5})$$

onde

C_a e C_v são fatores de amplificação sísmica do solo, obtidos a partir da Tabela 3:

Tabela 3 – Fatores de amplificação sísmica no solo.

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Fonte: NBR 15421 (2023).

R é o coeficiente de modificação de resposta, de acordo com a Tabela 4;

I corresponde ao fator de importância de utilização, conforme Tabela 5.

Tabela 4 – Coeficientes de projeto para os diversos sistemas básicos sismorresistentes.

Sistema básico sismorresistente	Coeficiente de modificação da resposta R	Coeficiente de sobre-resistência Ω_0	Coeficiente de amplificação de deslocamentos C_d
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5	3	3
Pórticos de aço contraventados em treliça, com detalhamento usual	3,25	2	3,25
Sistema dual, composto por pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4,5	2,5	4
Estruturas de alvenaria estrutural com detalhamento usual	1,5	2,5	1,25
Pórticos em estruturas mistas de aço e concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Estruturas do tipo pêndulo invertido e sistemas de pilares em balanço	2,5	2	2,5

Fonte: NBR 15421 (2023).

Tabela 5 – Categorias de utilização e fatores de importância de utilização (I).

Categoria de utilização	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como categoria II ou III	1,0
II	<p>Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana, no caso de ruptura, incluindo, mas não se limitando ao seguinte:</p> <ul style="list-style-type: none"> - estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área - estruturas para educação pré-escolar, com capacidade superior a 150 ocupantes - estruturas para escolas primárias ou secundárias, com mais de 250 ocupantes - estruturas para escolas superiores ou para educação de adultos, com mais de 500 ocupantes - instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações para tratamento de emergência ou cirurgias - instituições penitenciárias - quaisquer outras estruturas com mais de 5000 ocupantes - instalações de geração de energia, de tratamento de água potável, de tratamento de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III - instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III 	1,25
III	<p>Estruturas especificadas como essenciais, incluindo, mas não se limitando, ao seguinte:</p> <ul style="list-style-type: none"> - instituições de saúde com instalações para tratamento de emergência ou cirurgias - prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais, e garagens para veículos de emergência - centros de coordenação, comunicação e operação de emergência, e outras instalações necessárias para a resposta em emergência - instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III - torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência - estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo - estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional - instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal 	1,5

Fonte: NBR 15421 (2023).

O período natural da estrutura (T) pode ser obtido, de forma aproximada, através da Equação (6):

$$T = C_T \cdot h_n^x \quad (\text{Equação 6})$$

Nesta expressão, h_n é a altura total, em metros, da estrutura acima da base. O coeficiente de período da estrutura (C_T) e o expoente x são definidos por:

$C_T = 0,0724$ e $x = 0,8$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;

$C_T = 0,0466$ e $x = 0,9$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;

$C_T = 0,0731$ e $x = 0,75$ para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças;

$C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$ para todas as outras estruturas.

Obtida então a força horizontal total na base H , esta é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura, de modo que, em cada elevação x , seja aplicada uma força F_x , definida como:

$$F_x = C_{vx} \cdot H \quad (\text{Equação 7})$$

onde C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical, definido por:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (\text{Equação 8})$$

onde:

w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total que correspondem às elevações i ou x , respectivamente;

h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x , respectivamente;

k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T , com os seguintes valores:

- para estruturas com período inferior a 0,5 s: $k = 1$;
- para estruturas com períodos entre 0,5 s e 2,5 s: $k = (T + 1,5) / 2$;
- para estruturas com período superior a 2,5 s: $k = 2$

4 EXEMPLO NUMÉRICO

Este exemplo numérico tem como objetivo apresentar um comparativo das armaduras longitudinais e transversais dos elementos estruturais (pilar e viga) de um edifício de 4 pavimentos de concreto armado considerando duas diferentes situações: i) Apenas as Combinações Últimas Normais (sem ação sísmica); ii) Combinações Normais e Combinações Excepcionais (incluindo ação sísmica). Foram mantidas a mesma geometria de seções e o mesmo valor de resistência característica à compressão do concreto.

As duas situações em questão foram:

Situação 1: Análise estrutural e dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais dos pilares P4 e P5 e a viga V2 considerando apenas as Combinações Últimas Normais.

Situação 2: Análise estrutural e dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais dos pilares P4 e P5 e a viga V2 incluindo as Combinações Últimas Excepcionais causadas pelos efeitos sísmicos.

4.1 Dados do edifício

O edifício do exemplo está localizado na cidade de Rio Branco – AC, região classificada como zona sísmica 3 pelo mapa de zoneamento sísmico da NBR 15421:2023. Apresenta distância entre pisos de 3,00m entre todos os andares. Admitiu-se classe de agressividade ambiental II para todos os elementos.

Em relação à especificação dos materiais utilizados, foram adotados os seguintes valores:

- Resistência à compressão do concreto (vigas, pilares e lajes): C30;
- Módulo de elasticidade do concreto (vigas, pilares e lajes): $E_c = 28 \text{ GPa}$;
- Aço das armaduras longitudinais (vigas, pilares e lajes): CA-50.

Para a obtenção das ações verticais atuantes no edifício, adotaram-se os seguintes valores:

- Peso específico do concreto armado: 25 kN/m^3 ;
- Carga permanente adicional (revestimento + pisos): $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Peso próprio das paredes de alvenaria (em todas as vigas): $2,5 \text{ kN/m}^2$;
- Carga variável: $2,0 \text{ kN/m}^2$.

As ações do vento foram calculadas seguindo as recomendações da ABNT NBR 6123:2023, adotando-se os seguintes valores:

- Velocidade básica do vento: $V_0 = 30 \text{ m/s}$;
- Fator topográfico: $S_1 = 1,0$ (Terreno plano com poucas ondulações);
- Fator estatístico: $S_3 = 1,0$ (Edifício comercial);
- Categoria do terreno: Categoria IV;
- Classe da edificação: Classe A;

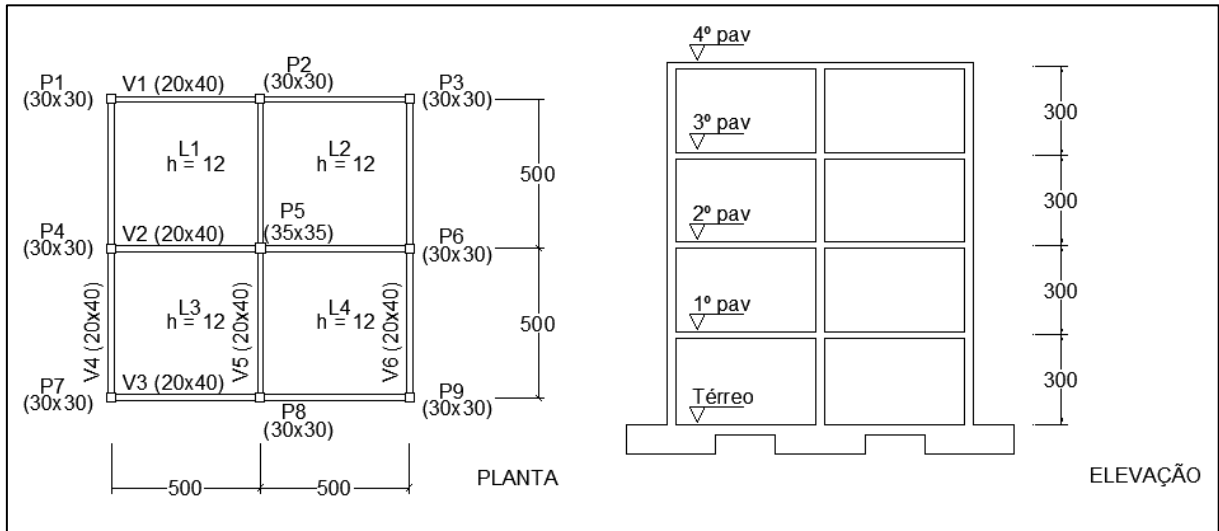
As ações sísmicas foram calculadas seguindo as recomendações da ABNT NBR 15421:2023, utilizando-se o método das Forças Horizontais Equivalentes. Os dados adotados estão descritos a seguir:

- Classe do terreno: D
- Pórticos de concreto com detalhamento usual: $R = 3$

- Categoria de utilização da estrutura II: $I = 1,25$

Na Figura 2 apresentam-se o esquema estrutural em planta e em elevação do edifício analisado:

Figura 2 – Planta estrutural e elevação do edifício modelo.



Fonte: Autores (2024).

4.2 Combinações de ações empregadas para o dimensionamento de vigas e pilares

4.2.1 Situação 1: Combinações Últimas Normais

Referente ao dimensionamento considerando apenas as Combinações Últimas Normais foram analisadas quatro combinações de ações, sendo estas:

- Combinação 1: Carga variável como ação variável principal e vento a 0° ;
- Combinação 2: Vento a 0° como ação variável principal e carga variável;
- Combinação 3: Carga variável como ação variável principal e vento a 90° ;
- Combinação 4: Vento a 90° como ação variável principal e carga variável.

Para o cálculo das ações verticais atuantes nas vigas foi utilizado o método das charneiras plásticas, e o cálculo das forças horizontais foi baseado nas recomendações da ABNT NBR 6123:2023. Os valores dos esforços solicitantes foram extraídos do programa FTOOL, onde foi modelado o pórtico da estrutura. Para a consideração da participação das lajes na distribuição dos esforços decorrentes das ações horizontais, empregou-se o modelo de pórticos planos associados.

Devido à simetria da estrutura nas duas direções ortogonais em planta, as quatro combinações foram reduzidas a duas somente, a saber:

Combinação com carga variável como ação variável principal e vento:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_G + \gamma_q \cdot (F_{Q,sob} + \Psi_{0,vento} \cdot F_{Q,vento}) \quad (\text{Equação 9})$$

$$F_d = 1,4 \cdot F_G + 1,4 \cdot F_{Q,sob} + 0,84 \cdot F_{Q,vento}$$

Onde:

F_G = ações permanentes;

F_Q = carga variável;

$F_{Q,vento}$ = ações do vento;

$\gamma_g = 1,4$ = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$\gamma_q = 1,4$ = coeficiente de ponderação para ações variáveis;

$\psi_{0,vento} = 0,6$ = fator de combinação para o vento.

Combinação com vento como ação variável principal e carga variável:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_G + \gamma_q \cdot (\Psi_{0,sob} \cdot F_{Q,sob} + F_{Q,vento}) \quad (\text{Equação 10})$$

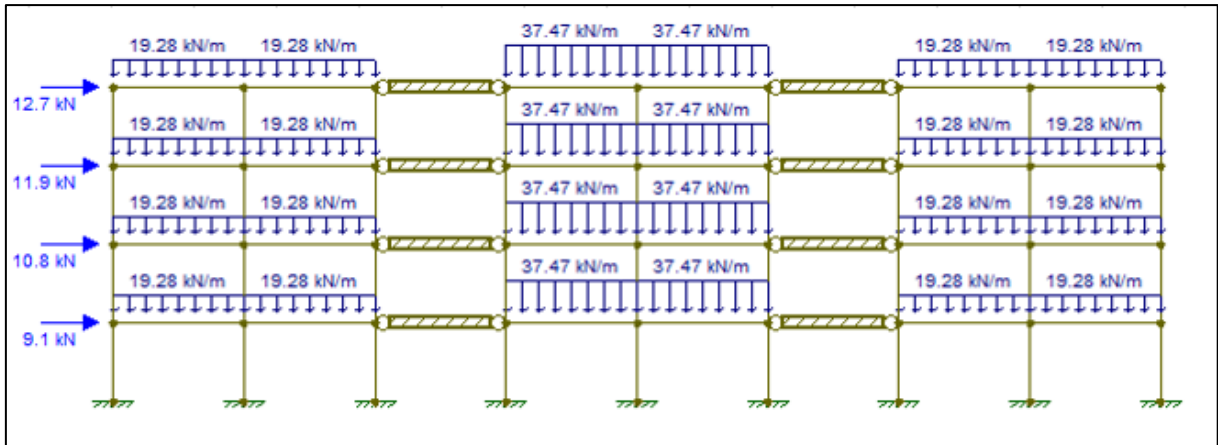
$$F_d = 1,4 \cdot F_G + 0,98 \cdot F_{Q,sob} + 1,4 \cdot F_{Q,vento}$$

Onde:

$\psi_{0,sob} = 0,7$ = fator de combinação para a carga variável.

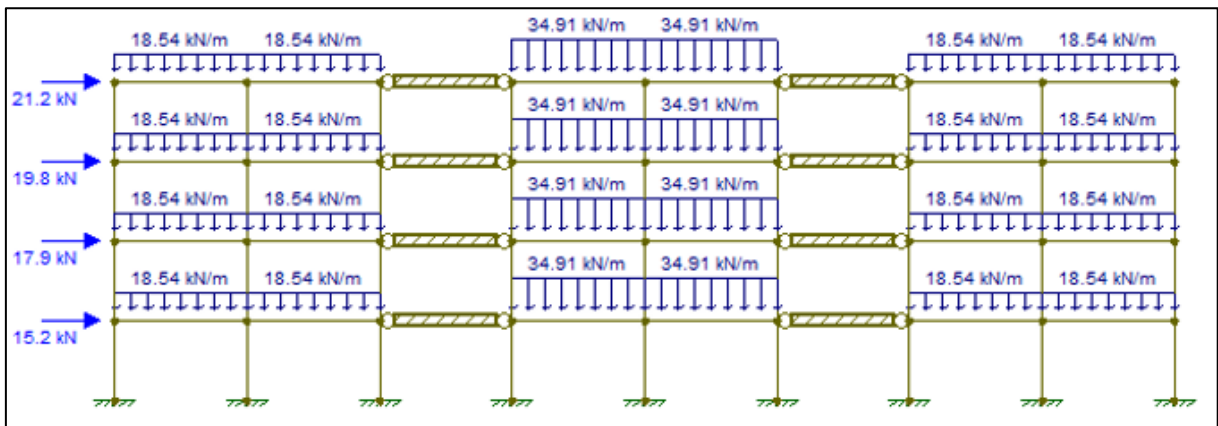
As duas combinações mencionadas estão indicadas nas Figuras 3 e 4.

Figura 3 – Combinação com carga variável como ação variável principal e vento.



Fonte: Autores.

Figura 4 – Combinação com vento como ação variável principal e carga variável.



Fonte: Autores, obtido no programa FTOOL (2024).

4.2.2 Situação 2: Combinações Últimas Excepcionais

Nesta situação, além das Combinações Normais, serão incluídas as Combinações Últimas Excepcionais devido ao sismo, sendo estas:

- Combinação 5: Sismo como ação excepcional a 0°;
- Combinação 6: Sismo como ação excepcional a 90°.

O cálculo dos esforços solicitantes foi feito de maneira análoga à Situação 1. Devido à simetria da estrutura, a ação sísmica produz os mesmos efeitos nas duas direções ortogonais em planta. Assim, a Combinação Excepcional pode ser resumida em:

Combinação Excepcional:

$$F_d = \gamma_g \cdot \sum F_G + \gamma_q \cdot F_Q + \gamma_{exc} \cdot F_{EXC} \quad (\text{Equação 11})$$

$$F_d = 1,2 \cdot F_G + 1,0 \cdot F_Q + 1,0 \cdot F_{EXC}$$

Onde:

F_G = ações permanentes;

F_Q = ações acidentais;

F_{EXC} = ações excepcionais (sismo);

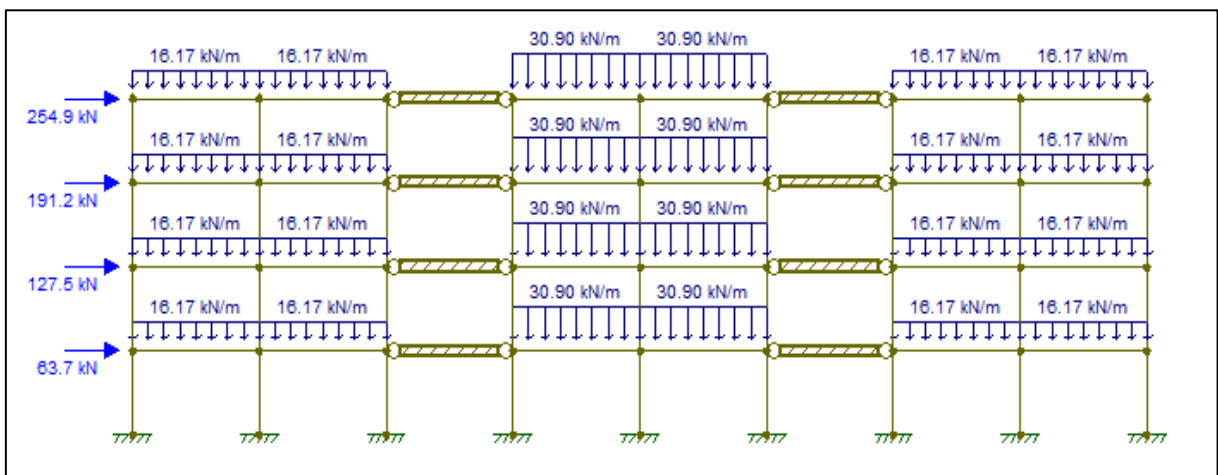
$\gamma_g = 1,2$ = coeficiente de ponderação para ações permanentes;

$\gamma_q = 1,0$ = coeficiente de ponderação para ações variáveis;

$\gamma_{exc} = 1,0$ = coeficiente de ponderação para ações excepcionais.

A Figura 5 ilustra as ações aplicada à estrutura para a Combinação Excepcional.

Figura 5 – Combinação Excepcional envolvendo sismo.



Fonte: Autores, obtido no programa FTOOL (2024).

5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Para análise e comparação de resultados, foram dimensionadas as armaduras longitudinais e transversais dos pilares P4 e P5, e a viga V2, tanto para a Situação 1

(apenas as Combinações Últimas Normais) quanto para a Situação 2 (Combinações Últimas Normais + Combinações Última Excepcional).

5.1 Dimensionamento dos pilares P4 e P5 e da viga V2 com Combinações Últimas Normais

Para encontrar as solicitações que atuam nos pilares P4 e P5 em cada uma das quatro combinações, foram analisados os pórticos na direção X e Y, a fim de obter o esforço normal solicitante de cálculo (N_{sd}) e os momentos fletores solicitantes de cálculo: em relação ao eixo X ($M_{sd,x}$) e em relação ao eixo Y ($M_{sd,y}$).

Como o modelo estrutural é em 2D (pórtico plano), foi necessário analisar separadamente os pórticos nas direções X e Y, somando-se as solicitações em cada um desses para a obtenção dos esforços solicitantes totais nos pilares.

A Tabela 6 e 7 apresentam os valores das solicitações de cada uma das quatro combinações para o pilar P4 e P5 respectivamente. Nessas tabelas, os valores de N_{sd} são de compressão e os momentos fletores são os de extremidade de barra.

Tabela 6 – Solicitações do pilar P4 referente as Combinações Últimas Normais.

PILAR P4				
Solicitações	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4
N_{sd} (kN) =	-747,1	-701,00	-757,00	-717,40
$M_{sd,x,topo}$ (kN·m) =	-0,4	-0,30	7,00	11,90
$M_{sd,x,base}$ (kN·m) =	-0,4	-0,30	9,20	15,60
$M_{sd,y,topo}$ (kN·m) =	19,1	14,30	23,90	22,30
$M_{sd,y,base}$ (kN·m) =	3,9	-2,40	12,10	11,20

Fonte: Autores (2024).

Tabela 7 – Solicitações do pilar P5 referente as Combinações Últimas Normais.

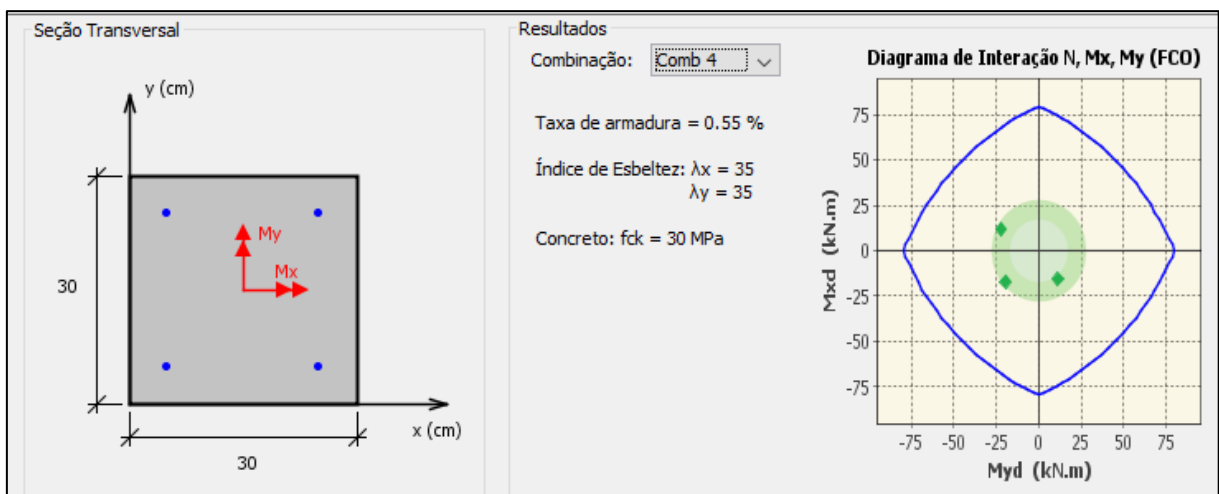
PILAR P5				
Solicitações	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3	Combinação 4
N_{sd} (kN) =	-1589,8	-1481,20	-1589,80	-1481,20
$M_{sd,x,topo}$ (kN·m) =	0,0	0,00	9,30	15,40
$M_{sd,x,base}$ (kN·m) =	0,0	0,00	15,20	25,40
$M_{sd,y,topo}$ (kN·m) =	-9,3	-15,40	0,00	0,00
$M_{sd,y,base}$ (kN·m) =	-15,2	-25,40	0,00	0,00

Fonte: Autores (2024).

Os valores dos esforços solicitantes das Tabelas 6 e 7 foram empregados no programa PCALC 1.4 para o dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares P4 e P5, os quais estão submetidos à flexão composta oblíqua. Para as considerações dos efeitos locais de segunda ordem, foi selecionado no programa o método do Pilar padrão com curvatura aproximada. O cálculo das armaduras transversais dos pilares foi feito à parte, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2023.

As Figuras 6 e 7 ilustram o detalhamento e a taxa de armadura e o diagrama de interação de N_{sd} , M_x e M_y para a combinação mais crítica dos pilares P4 e P5 respectivamente.

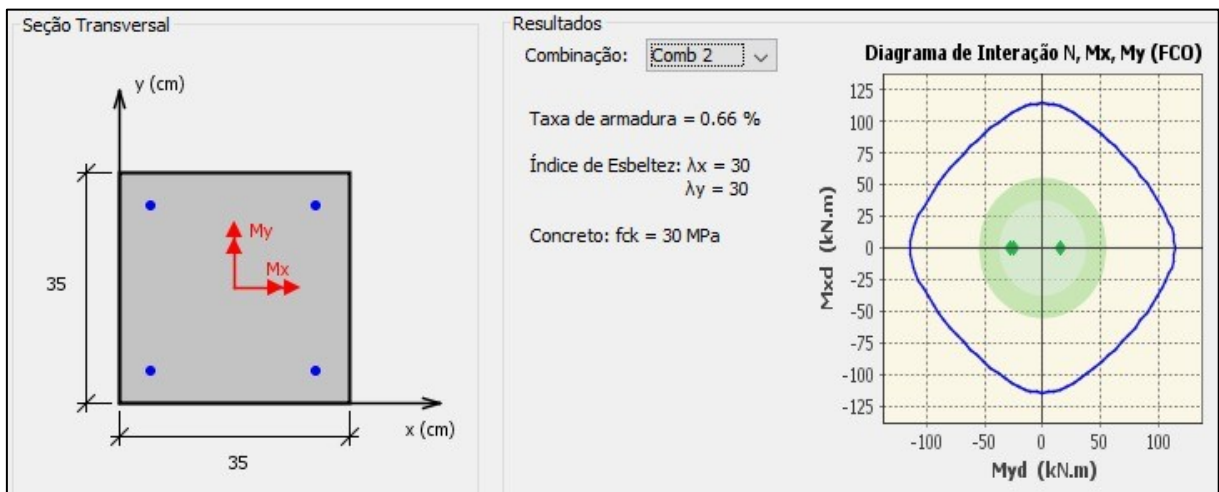
Figura 6 – Pilar P4: Armadura longitudinal e diagrama de interação de N_{sd} , M_x e M_y para a Combinação Última Normal mais crítica.



Fonte: Autores, obtido no programa PCalc 1.4 (2024).

Para o pilar P4, as armaduras longitudinais resultaram em quatro barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 12,5 milímetros. A taxa de armadura correspondente é de 0,55% e a área de aço de 4,88 cm². Como armação transversal, a área de aço é de 3,48 cm²/m, sendo os estribos de 2 ramos de barras de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5 milímetros a cada 11 centímetros ($\phi 5$ c/11).

Figura 7 – Pilar P5: Armadura longitudinal e diagrama de interação de N_{sd} , M_x e M_y para a Combinação Última Normal mais crítica.



Fonte: Autores, obtido no programa PCalc 1.4 (2024).

Para o pilar P5, as armaduras longitudinais resultaram em quatro barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 16,0 milímetros. A taxa de armadura correspondente é de 0,66% e a área de aço de 8,04 cm². Como armação transversal, a área de aço é de 4,06 cm²/m, sendo os estribos de 2 ramos de barras de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5 milímetros a cada 9 centímetros ($\phi 5$ c/9).

Para o dimensionamento da viga V2 não foi utilizado nenhum software específico de dimensionamento estrutural, procedendo-se a cálculo manual com as recomendações da ABNT NBR 6118:2023. Com o auxílio do programa Ftool, obtiveram-se os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes solicitantes de cálculo. O máximo momento positivo de cálculo na viga V2 foi igual a 69,16 kN·m, resultando em uma armadura longitudinal com área de aço de 4,70 cm² (armadura simples). Por sua vez, o esforço cortante máximo de cálculo foi de -144,9 kN, resultando em uma armadura transversal na região dos apoios de 5,67 cm²/m.

5.2 Dimensionamento dos pilares P4 e P5 e da viga V2 com Combinações Últimas Excepcionais

O método para a obtenção dos esforços solicitantes e dimensionamento dos pilares P4 e P5 e da viga V2 com as Combinações Últimas Excepcionais é análogo ao descrito no item 5.1, porém, utilizando as combinações de ações descritas no item 4.2.2.

As Tabelas 8 e 9 mostram os valores das solicitações para cada uma das combinações:

Tabela 8 – Solicitações do pilar P4 referente as Combinações Últimas Excepcionais.

PILAR P4		
Solicitações	Combinação 5	Combinação 6
N_{sd} (kN) =	-464,50	-631,50
$M_{sd,x,topo}$ (kN·m) =	-0,30	103,10
$M_{sd,x,base}$ (kN·m) =	-0,30	137,50
$M_{sd,y,topo}$ (kN·m) =	-47,00	19,70
$M_{sd,y,base}$ (kN·m) =	-108,70	10,00

Fonte: Autores (2024).

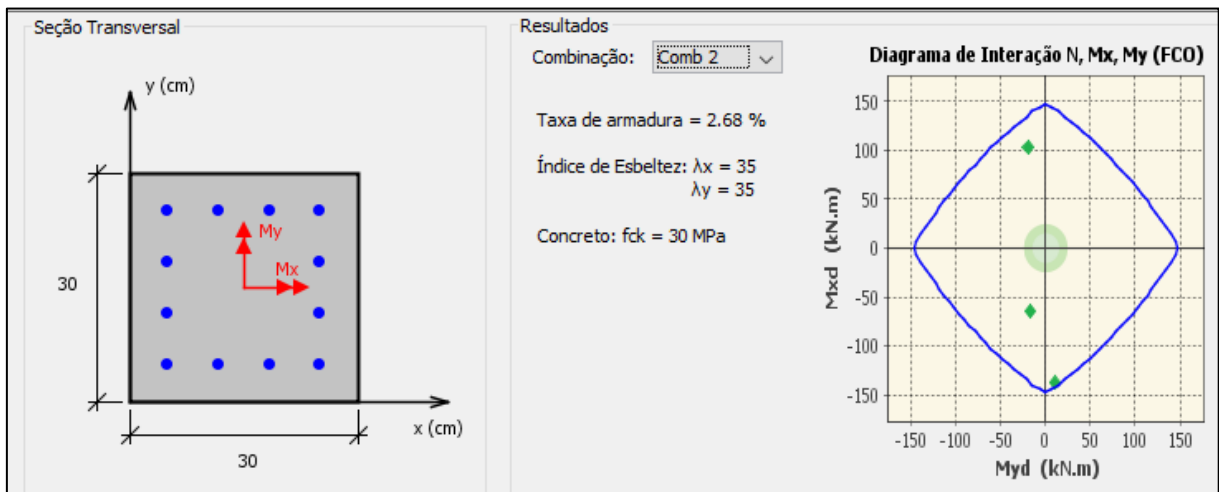
Tabela 9 – Solicitações do pilar P5 referente as Combinações Últimas Excepcionais.

PILAR P5		
Solicitações	Combinação 5	Combinação 6
N_{sd} (kN) =	-1311,9	-1311,90
$M_{sd,x,topo}$ (kN·m) =	0,0	130,10
$M_{sd,x,base}$ (kN·m) =	0,0	222,00
$M_{sd,y,topo}$ (kN·m) =	-130,1	0,00
$M_{sd,y,base}$ (kN·m) =	-222,0	0,00

Fonte: Autores (2024).

As Figuras 8 e 9 ilustram o detalhamento das armaduras longitudinais, a taxa de armadura correspondente e o diagrama de interação normal-momentos fletores para a combinação mais crítica dos pilares P4 e P5 respectivamente. Para combinações excepcionais os valores dos coeficientes de ponderação das resistências do concreto (γ_c) e do aço (γ_s) são 1,2 e 1,0, respectivamente, definidos pela tabela 12.1 da ABNT NBR 6118:2023.

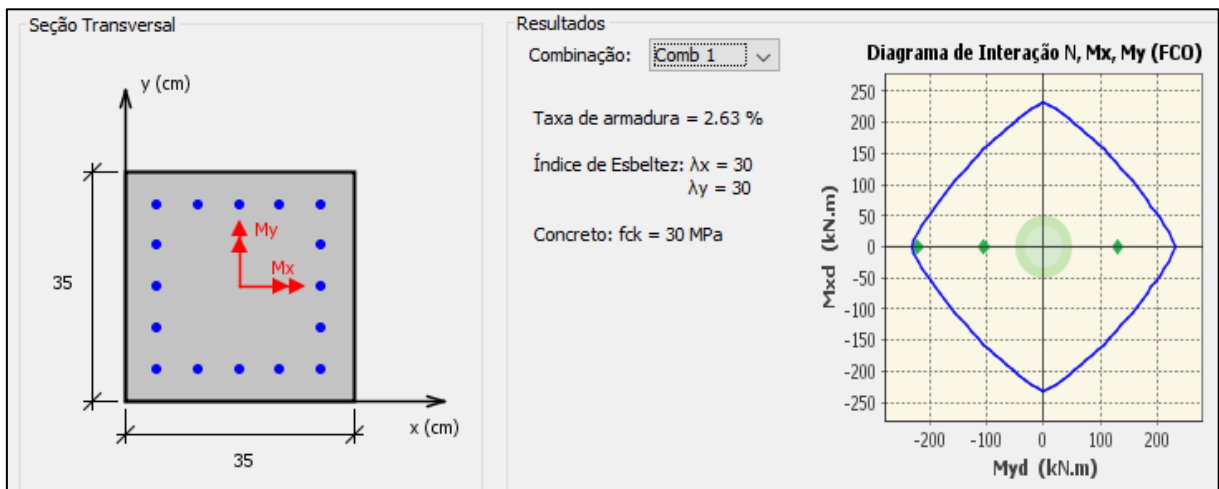
Figura 8 – Pilar P4: Armadura longitudinal e diagrama de interação de N_{sd} , M_x e M_y para a Combinação Última Excepcional mais crítica.



Fonte: Autores, obtido no programa PCalc 1.4 (2024).

Para o pilar P4, obteve-se como armadura longitudinal doze barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 16,0 milímetros, com a taxa de armadura correspondente de 2,68% e a área de aço total na seção de 24,12 cm². Como armação transversal, a área de aço é de 4,84 cm²/m, sendo os estribos de 2 ramos de barras de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5 milímetros a cada 8 centímetros ($\phi 5$ c/8).

Figura 9 – Pilar P5: Armadura longitudinal e diagrama de interação de N_{sd} , M_x e M_y para a Combinação Última Excepcional mais crítica.



Fonte: Autores, obtido no programa PCalc 1.4 (2024).

Para o pilar P5, obteve-se como armadura longitudinal dezesseis barras de aço CA-50 com diâmetro nominal de 16,0 milímetros, com taxa de armadura correspondente de 2,63% e a área total de aço na seção de 32,16 cm². Como armação transversal, a área de aço é de 5,52 cm²/m, sendo os estribos de 2 ramos de barras de aço CA-60 com diâmetro nominal de 5 milímetros a cada 7 centímetros ($\phi 5$ c/7).

Para o dimensionamento da viga V2, obteve-se um momento fletor máximo de cálculo positivo igual a 140,42kN·m, o que resultou em uma armadura longitudinal com área de aço de 10,31 cm² (armadura simples). A força cortante máxima de cálculo na viga V2 foi de -195,02 kN, resultando em uma armadura transversal na região dos apoios de 9,17 cm²/m.

5.3 Comparação de resultados

As Tabelas 10 e 11 apresentam um resumo comparativo de dimensionamento das situações analisadas neste trabalho:

Tabela 10 – Área de armadura longitudinal nos elementos (cm²)

Situação	P4	P5	V2
Combinações Últimas Normais apenas	4,88	8,04	4,70
Combinações Últimas Normais e Excepcionais	24,12	32,16	10,31

Tabela 11 – Área de armadura transversal nos elementos (cm²/m)

Situação	P4	P5	V2
Combinações Últimas Normais apenas	3,48	4,06	5,67
Combinações Últimas Normais e Excepcionais	4,84	5,52	9,17

Conforme mostram os resultados obtidos, a área de aço da armadura longitudinal do pilar P4 foi cerca de 5 vezes maior na Situação 2 em relação a Situação 1; no pilar P5 o mesmo acontece, sendo a diferença da área de aço 4 vezes maior. Para a armação transversal, a área de aço é 1,4 vezes maior na Situação 2, para ambos os pilares. Em relação à viga V2, a área de armadura longitudinal positiva do dimensionamento que considera as ações sísmicas foi 2,2 vezes maior em relação a outra situação. Quanto à armadura transversal, a diferença também é considerável: cerca de 1,6 vezes maior na Situação 2 em relação a 1.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi comparar duas situações do dimensionamento estrutural de um edifício em concreto armado de 4 pavimentos, localizado em Rio Branco – AC, região onde a inclusão das ações sísmicas no dimensionamento estrutural é obrigatória segundo a ABNT NBR 15421:2023 (Zona Sísmica 3). Na primeira situação foram consideradas somente as Combinações Últimas Normais e na segunda, além destas, foram consideradas também as Combinações Últimas Excepcionais devido aos sismos. A motivação principal foi a de avaliar quantitativamente como a consideração da ação sísmica – em especial na Zona Sísmica 3 - influencia o dimensionamento das armaduras dos elementos estruturais. O objeto de comparação entre as duas situações do dimensionamento foram as áreas de armadura longitudinal

e transversal de pilares e vigas, mais especificamente, os pilares P4 e P5 e a viga V2, para que fosse possível avaliar quão subdimensionado estaria este edifício no caso da não consideração das ações sísmicas. Para uma comparação mais precisa, foram mantidas as dimensões das seções transversais e a resistência à compressão do concreto.

Portanto, é possível afirmar, com base nos resultados obtidos, que o edifício apresenta um subdimensionamento severo nas armaduras longitudinais e transversais de ambos os pilares de 350% e 37% respectivamente, sem a consideração das ações sísmicas. Para a viga V2 esse subdimensionamento fica na casa dos 119% e 61% para as armaduras longitudinais e transversais respectivamente. Devido a tamanha variação nas áreas de aço de uma situação para outra, muito provavelmente esta estrutura não seria capaz sequer de assegurar um tempo mínimo de manutenção da operacionalidade para evacuação do local.

Por fim faz-se necessária uma maior atenção, divulgação e estudo sobre ABNT NBR 15421:2023 em ambientes acadêmicos e em escritórios de projetos, para que se fuja do senso comum que o Brasil não tem atividade sísmica considerável.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.

AGUILAR, Z.; RONCAL, M.; PIEDRA, R., **Probabilistic Seismic Hazard Assessment in the Peruvian Territory**, In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING (WCEE), 16, Santiago, Chile, 2017.

ASSUMPÇÃO, M., **A regional magnitude scale for Brazil**. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 73, n. 1, p. 237-246, 1983. Disponível em: <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article-abstract/73/1/237/118392/A-regional-magnitude-scale-for-Brazil>. Acesso em: 16 ago. 2024.

RONCAL CASTRO, M. A., **Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional y Elaboración de Aplicativo WEB**. Tesis de Grado - Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú, 2017. Disponível em: <https://repositorio.concytec.gob.pe/entities/publication/7baaceb4-0446-4736-a9c6-5f80bdf50af8/full>. Acesso em: 16 ago. 2024.

BORGES, R. G.; DE ASSUMPÇÃO, M. S.; DE ALMEIDA, M. C. F.; ALMEIDA, M. S. S., **Seismicity and seismic hazard in the continental margin of southeastern Brazil**. *Journal of Seismology*, v. 24, n. 6, p. 1205-1224, 2020.

DANTAS, R. O. O.; NÓBREGA, S. H. S.; NÓBREGA, P. G. B. Uma Discussão Prática e Didática da Norma Brasileira NBR 15421 para o Projeto de Estruturas Considerando Ações Sísmicas. **56º Congresso Brasileiro do Concreto –IBRACON**. Natal, IBRACON, 2014.

DE ALMEIDA, A. A. D.; ASSUMPÇÃO, M.; BOMMER, J. J.; DROUET, S.; RICCOMINI, C.; PRATES, C. L. M., **Probabilistic seismic hazard analysis for a nuclear power plant site in southeast Brazil**. *Journal of Seismology*, v. 23, n. 1, p. 1-23, 2019. DOI: 10.1007/s10950-018-9755-8.

DELLA-LIBERA, Marcos Batista. Simulação dos efeitos sísmicos em um edifício de 12 pavimentos em concreto armado. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, Passo Fundo, V. 18, n. 2, p. 22-40, jul./dez. 2021. Disponível em: <https://seer.upf.br/index.php/rsae/article/view/8873/114116702>. Acesso em: 22 abr. 2024.

DOURADO, J. C., **Mapa de Ameaça Sísmica do Brasil: Versão Inicial**. 52 slides, Salvador, 2014. Palestra apresentada no 47º Congresso Brasileiro de Geologia.

FALCONI, R.A. **Espectros Sísmicos de Riesgo Uniforme para Verificar Desempenho Estrutural em Países Latinoamericanos**. Anais do XVII Seminário Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Mendoza. Argentina. 2003.

GSHAP – **The Global Seismic Hazard Assessment Program**. Global Seismic Hazard Map. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0074614203801882>. Acesso em: 14 ago. 2024.

LIMA NETO, S. B. **Estudo do efeito sísmico em projetos estruturais de regiões de instabilidade geológica**. Natal, 2017. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

PAIVA NETO, J. B. Avaliação da resposta sísmica de edifícios de concreto na região nordeste segundo métodos da NBR 15421. **58º Congresso Brasileiro do Concreto –IBRACON**. Belo Horizonte, IBRACON, 2016.

PÉREZ PENÃ, L. A. **Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares**. Dissertação (mestrado em estruturas e construção civil) – Faculdade de engenharia civil, Universidade de Brasília. Brasília, p. 194. 2012.

PÉREZ PENÃ, L. A. Estudo da influência da configuração estrutural na resposta sísmica de uma estrutura de concreto armado. **55º Congresso Brasileiro do Concreto –IBRACON**. Gramado, IBRACON, 2013.

PIRCHINER, M., **Técnicas de suavização aplicadas à caracterização de fontes sísmicas e à análise probabilística de ameaça sísmica**. Dissertação (Mestrado em Modelagem Matemática da Informação) - Escola de Matemática Aplicada, Fundação Getúlio Vargas, Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <http://bibliotecadigital.fgv.br/dspace/handle/10438/14010?locale-attribute=en>. Acesso em: 16 ago. 2024.

SANTOS, S.H.C., LIMA S. S., **Estudos da Zonificação Sísmica Brasileira Integrada em um Contexto Sul-Americano**. Anais das Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires. 2004.

SANTOS S. H. C.; LIMA S. S.; SILVA, F. C. M. **Risco Sísmico na Região Nordeste do Brasil**. Revista IBRACON de Estruturas, v.3, n.3, p. 374-389, set. 2010.

SANTOS, S. H. C.; LIMA S. S., **The new Brazilian standard for seismic design**. In: WORLD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING (WCEE), 14, Beijing, China, 2008.

SILVA, F. C.M. **Avaliação do risco sísmico nas regiões nordeste e sudeste do Brasil**. Rio de Janeiro, 2009. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal do Rio de Janeiro.