

SẢN PHẨM ỨNG DỤNG

1. Dự thảo Chỉ dẫn kỹ thuật: **“Hướng dẫn tính toán thiết kế kết cấu nhà công nghiệp một tầng bằng thép trong vùng động đất ở Việt Nam”**

BỘ XÂY DỰNG

(DỰ THẢO)

TÀI LIỆU KỸ THUẬT
HƯỚNG DẪN TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU
NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG BẰNG THÉP
TRONG VÙNG ĐỘNG ĐẤT Ở VIỆT NAM

*(Ban hành kèm theo Quyết định số /QĐ-BXD ngày tháng năm 2023
của Bộ trưởng Bộ Xây dựng)*

Năm 2023

MINISTRY OF CONSTRUCTION

(DRAFT)

TECHNICAL GUIDELINE
PROCEDURE FOR STRUCTURAL DESIGN
CALCULATION OF STEEL SINGLE-STORY
INDUSTRIAL BUILDINGS IN SEISMIC REGIONS
IN VIETNAM

*(Issued by the Decision No. /QĐ-BXD dated / /2023 of Minister of
Ministry of Construction)*

2023

LỜI NÓI ĐẦU

Tài liệu kỹ thuật này là sản phẩm của đề tài nghiên cứu khoa học mã số RD 27-18 do Trường Đại học Xây dựng Hà Nội chủ trì thực hiện.

Tài liệu kỹ thuật gồm Phần mở đầu và 3 chương như sau:

- Mở đầu: Đặt vấn đề, mục tiêu của đề tài nghiên cứu, phương pháp nghiên cứu
- Chương 1: Tính toán thiết kế khung thép cho nhà công nghiệp
- Chương 2: Các ví dụ tính toán thiết kế kết cấu khung thép cho nhà công nghiệp một tầng có cầu trục chịu động đất
- Chương 3: Sắp xếp các khu vực có động đất theo đỉnh gia tốc nền và tương ứng với vùng gió ở Việt Nam

MỤC LỤC

	Trang
Thông tin kết quả nghiên cứu	v
1. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG THÉP CHO NHÀ CÔNG NGHIỆP	1
1.1 Giới thiệu kết cấu khung thép nhà công nghiệp	1
1.2 Các tiêu chuẩn được sử dụng	3
1.3 Các bước tính toán thiết kế kết cấu chịu các tải trọng tĩnh tải, hoạt tải mái, tải cầu trục và tải gió	3
1.4 Các bước tính toán thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất	5
1.4.1 Nguyên tắc tính toán thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất	5
1.4.2 Các bước tính toán thiết kế trong giai đoạn 1	6
1.4.3 Các bước tính toán thiết kế trong giai đoạn 2	10
2. CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG THÉP CHO NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG CÓ CẦU TRỤC CHỊU ĐỘNG ĐẤT	11
2.1 Các số liệu sử dụng cho tính toán thiết kế	11
2.2 Xác định các loại tải trọng gồm tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió và nội lực trong khung	12
2.2.1 Tĩnh tải và nội lực trong khung	12
2.2.2 Hoạt tải sửa chữa mái và nội lực trong khung	19
2.2.3 Tải trọng gió và nội lực trong khung	26
2.2.4 Tải trọng cầu trục và nội lực trong khung	38
2.3 Tính toán thiết kế khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió	51
2.3.1 Xác định kích thước tiết diện ngang của cột và dầm khung	51
2.3.2 Xác định chuyển vị ngang và đứng của khung do tĩnh tải và gió	51
2.3.3 Kiểm tra khả năng chịu lực của các cấu kiện kết cấu do tải trọng tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió	52
2.4 Xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và đứng và nội lực trong khung	55

2.4.1	<i>Xác định dao động riêng và tải trọng động đất tĩnh tương đương</i>	55
2.4.2	<i>Sơ đồ tải trọng động đất tĩnh tương đương và nội lực trong khung</i>	58
2.5	<i>Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực trong khung và so sánh với tải trọng gió</i>	71
2.5.1	<i>Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực trong khung</i>	71
2.5.2	<i>So sánh nội lực lớn nhất từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương với trường hợp có tải trọng gió</i>	75
2.5.3	<i>Một số nhận xét về ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực trong khung và so sánh với tải trọng gió</i>	78
2.6	<i>Tính toán thiết kế kích thước tiết diện của khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu được tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải gió</i>	78
2.6.1	<i>Các trường hợp tổ hợp và hệ số tổ hợp nội lực</i>	78
2.6.2	<i>Kết quả tổ hợp nội lực</i>	81
2.6.3	<i>Tính toán thiết kế tiết diện của cột và dầm khung chịu động đất</i>	84
2.6.4	<i>Một số nhận xét về tính toán thiết kế kích thước tiết diện của khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải gió</i>	87
2.7	<i>Tính toán tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà</i>	88
2.7.1	<i>Xác định khối lượng tham gia dao động</i>	88
2.7.2	<i>Xác định dao động riêng của hệ kết cấu khung không gian</i>	90
2.7.3	<i>Xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương dọc nhà</i>	96
2.8	<i>Đánh giá ảnh hưởng của thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà đối với nội lực trong khung và giằng cột</i>	98
2.8.1	<i>Mô men uốn và lực dọc trong cột</i>	98
2.8.2	<i>Tổ hợp nội lực và tỷ lệ so sánh giữa trường hợp có và không xét thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương dọc nhà</i>	104
2.8.3	<i>Kết quả chuyển vị dọc nhà</i>	106
2.8.4	<i>So sánh tải trọng động đất tĩnh tương đương với tải trọng gió theo phương dọc nhà</i>	106

2.8.5	<i>Một số nhận xét về ảnh hưởng của thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà đối với nội lực trong khung và giằng cột</i>	107
2.9	Nhận xét chung và kiến nghị	108
3.	SẮP XẾP CÁC KHU VỰC CÓ ĐỘNG ĐẤT THEO ĐỈNH GIA TỐC NỀN VÀ TƯƠNG ỨNG VỚI VÙNG GIÓ Ở VIỆT NAM	111
	Tài liệu tham khảo	130

Danh mục các bảng biểu:

Trang

Bảng 2.1 Các khung nhà công nghiệp một tầng một nhịp	11
Bảng 2.2 Tải trọng tính toán từ cầu trục (kN)	38
Bảng 2.3 Kích thước tiết diện ngang của cột và dầm khung một nhịp (mm)	51
Bảng 2.4 Chuyển vị ngang và đứng của khung một nhịp do tĩnh tải (mm)	52
Bảng 2.5 Chuyển vị ngang và đứng của khung một nhịp do tải trọng gió (mm)	52
Bảng 2.6 Kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong cột khi tính theo ổn định tổng thể đối với khung một nhịp. Đơn vị: M_x (kNm), N (kN), σ (kN/cm ²)	53
Bảng 2.7 Kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong dầm mái khi tính theo bền chịu uốn của các khung. Đơn vị: M_x (kNm), N (kN), V (kN), $\sigma_{td} =$ (kN/cm ²)	54
Bảng 2.8 Tổng khối lượng tham gia dao động và chu kỳ dao động riêng của các khung	55
Bảng 2.9 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-20-100 và S-20-200	56
Bảng 2.10 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-26-100 và S-26-200	57
Bảng 2.11 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-32-100 và S-32-200	57
Bảng 2.12 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-38-100 và S-38-200	58
Bảng 2.13 Mô men uốn ở chân cột và đỉnh cột dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và phương đứng (kNm)	71
Bảng 2.14 Hệ số tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng động đất	72
Bảng 2.15 Hệ số tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng gió	72
Bảng 2.16 Kết quả tổ hợp nội lực lớn nhất ở chân cột và đỉnh cột từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương. Đơn vị: M (kNm), N (kN)	73
Bảng 2.17 Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực ở chân cột và đỉnh cột khung	75
Bảng 2.18 Kết quả tổ hợp nội lực lớn nhất ở chân cột và đỉnh cột từ tổ hợp có tải trọng gió. Đơn vị: M (kNm), N (kN)	75
Bảng 2.19 So sánh nội lực lớn nhất từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương	77

với trường hợp có tải trọng gió ở vị trí chân cột và đỉnh cột	
Bảng 2.20 Hệ số tổ hợp nội lực với tải trọng động đất tĩnh tương đương được xét có ảnh hưởng chính	79
Bảng 2.21 Hệ số tổ hợp nội lực với tải trọng gió được xét có ảnh hưởng chính	80
Bảng 2.22 Hệ số tổ hợp nội lực với tải trọng gió được xét có ảnh hưởng như các hoạt tải khác	80
Bảng 2.23 Giá trị mô men uốn lớn nhất và lực dọc tương ứng trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương từ CE1 đến CE10 (kNm, kN)	81
Bảng 2.24 Giá trị mô men uốn lớn nhất và lực dọc tương ứng trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng chính, từ CW1 đến CW10 (kNm, kN)	82
Bảng 2.25 Nội lực lớn nhất trong số kết quả của 6 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng như các hoạt tải khác, CW11 đến CW16 (kNm, kN)	82
Bảng 2.26 Tỷ số so sánh kết quả nội lực lớn nhất từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió	83
Bảng 2.27 Tiết diện của cột và dầm khung được thiết kế đủ chịu 10 tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10 (mm)	84
Bảng 2.28 Chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và chuyển đứng lớn nhất ở giữa dầm khi chịu 10 tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10 (mm)	85
Bảng 2.29 Kết quả kiểm tra yêu cầu về ổn định tổng thể và bền của cột khung đối với 10 tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10. Đơn vị: M (kNm), N (kN) và σ (N/mm ²)	86
Bảng 2.30 Trọng lượng của cột và dầm khung được thiết kế đối với các tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải gió (kN)	87
Bảng 2.31 Tải trọng từ cầu trục tại khung trục 4, 5 và 6 (kN)	89
Bảng 2.32 Trọng lượng để xác định khối lượng tham gia dao động tại vị trí 2 của các khung trục 4, 5 và 6 (kN)	89
Bảng 2.33 Chu kỳ dao động riêng bậc nhất theo phương ngang, đứng và dọc nhà (giây)	90
Bảng 2.34 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-20-100	92
Bảng 2.35 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-20-200	92
Bảng 2.36 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-26-100	93

Bảng 2.37 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-26-200	93
Bảng 2.38 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-32-100	94
Bảng 2.39 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-32-200	94
Bảng 2.40 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-38-100	95
Bảng 2.41 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-38-200	95
Bảng 2.42 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung H-20-100 và H-26-100 (kN)	96
Bảng 2.43 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung H-32-100 và H-38-100 (kN)	97
Bảng 2.44 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung S-20-200 và S-26-200 (kN)	97
Bảng 2.45a Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung S-32-200 và S-38-200 (kN)	98
Bảng 2.45b Mô men uốn và lực dọc tại chân cột (kNm, kN)	103
Bảng 2.46 Hệ số tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng động đất	104
Bảng 2.47 Kết quả tổ hợp nội lực khi xét cả ba thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương; M_x (kNm) và N (kN)	105
Bảng 2.48 Kết quả tổ hợp nội lực khi không xét thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN và hệ số so sánh; M_y (kNm) và N (kN)	106
Bảng 2.49 Chuyển vị lớn nhất tại đỉnh cột do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN (mm)	106
Bảng 2.50 Tổng tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió tác động theo PDN (kN)	107
Bảng 3.1 Các vùng có động đất mạnh được xếp theo thứ tự đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} giảm dần và vùng gió tương ứng. Gia tốc trọng trường $g = 9,81415 \text{ m/s}^2$	113
Bảng 3.2 Các tỉnh, thành phố trực thuộc trung ương được sắp xếp theo thứ tự đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} giảm dần trong số các khu vực thuộc nó và vùng gió tương ứng. Gia tốc trọng trường $g = 9,81415 \text{ m/s}^2$	129

Danh mục các hình vẽ:

	<i>Trang</i>
Hình 1.1 Các vị trí khối lượng tập trung trên khung	6
Hình 1.2 Mặt bằng và khung ngang nhà công nghiệp một tầng một nhịp có cầu trục	12
Hình 2.3 Khung H-20-100	13
Hình 2.4 Khung H-26-100	13
Hình 2.5 Khung H-32-100	14
Hình 2.6 Khung H-38-100	14
Hình 2.7 Khung S-20-200	14
Hình 2.8 Khung S-26-200	14
Hình 2.9 Khung S-32-200	15
Hình 2.10 Khung S-38-200	15
Hình 2.11 Khung H-20-100	16
Hình 2.12 Khung H-26-100	16
Hình 2.13 Khung H-32-100	17
Hình 2.14 Khung H-38-100	17
Hình 2.15 Khung S-20-200	18
Hình 2.16 Khung S-26-200	18
Hình 2.17 Khung S-32-200	19
Hình 2.18 Khung S-38-200	19
Hình 2.19 Khung H-20-100	20
Hình 2.20 Khung H-26-100	20
Hình 2.21 Khung H-32-100	20
Hình 2.22 Khung H-38-100	20
Hình 2.23 Khung S-20-200	21
Hình 2.24 Khung S-26-200	21
Hình 2.25 Khung S-32-200	21
Hình 2.26 Khung S-38-200	21
Hình 2.27 Khung H-20-100	22

Hình 2.28 Khung H-26-100	22
Hình 2.29 Khung H-32-100	23
Hình 2.30 Khung H-38-100	23
Hình 2.31 Khung S-20-200	24
Hình 2.32 Khung S-26-200	24
Hình 2.33 Khung S-32-200	25
Hình 2.34 Khung S-38-200	25
Hình 2.35 Khung H-20-100	26
Hình 2.36 Khung H-26-100	26
Hình 2.37 Khung H-32-100	26
Hình 2.38 Khung H-38-100	27
Hình 2.39 Khung S-20-200	27
Hình 2.40 Khung S-26-200	27
Hình 2.41 Khung S-32-200	27
Hình 2.42 Khung S-38-200	28
Hình 2.43 Khung H-20-100	28
Hình 2.44 Khung H-26-100	29
Hình 2.45 Khung H-32-100	29
Hình 2.46 Khung H-38-100	30
Hình 2.47 Khung S-20-200	30
Hình 2.48 Khung S-26-200	31
Hình 2.49 Khung S-32-200	31
Hình 2.50 Khung S-38-200	32
Hình 2.51 Khung H-20-100	32
Hình 2.52 Khung H-26-100	32
Hình 2.53 Khung H-32-100	33
Hình 2.54 Khung H-38-100	33
Hình 2.55 Khung S-20-200	33
Hình 2.56 Khung S-26-200	33

Hình 2.57 Khung S-32-200	34
Hình 2.58 Khung S-38-200	34
Hình 2.59 Khung H-20-100	34
Hình 2.60 Khung H-26-100	35
Hình 2.61 Khung H-32-100	35
Hình 2.62 Khung H-38-100	36
Hình 2.63 Khung S-20-200	36
Hình 2.64 Khung S-26-200	37
Hình 2.65 Khung S-32-200	37
Hình 2.66 Khung S-38-200	38
Hình 2.67 Khung H-20-100	39
Hình 2.68 Khung H-26-100	39
Hình 2.69 Khung H-32-100	39
Hình 2.70 Khung H-38-100	40
Hình 2.71 Khung S-20-200	40
Hình 2.72 Khung S-26-200	40
Hình 2.73 Khung S-32-200	40
Hình 2.74 Khung S-38-200	41
Hình 2.75 Khung H-20-100	41
Hình 2.76 Khung H-26-100	42
Hình 2.77 Khung H-32-100	42
Hình 2.78 Khung H-38-100	43
Hình 2.79 Khung S-20-200	43
Hình 2.80 Khung S-26-200	44
Hình 2.81 Khung S-32-200	44
Hình 2.82 Khung S-38-200	45
Hình 2.83 Khung H-20-100	45
Hình 2.84 Khung H-26-100	45
Hình 2.85 Khung H-32-100	45

Hình 2.86 Khung H-38-100	46
Hình 2.87 Khung S-20-200	46
Hình 2.88 Khung S-26-200	46
Hình 2.89 Khung S-32-200	46
Hình 2.90 Khung S-38-200	47
Hình 2.91 Khung H-20-100	47
Hình 2.92 Khung H-26-100	48
Hình 2.93 Khung H-32-100	48
Hình 2.94 Khung H-38-100	49
Hình 2.95 Khung S-20-200	49
Hình 2.96 Khung S-26-200	50
Hình 2.97 Khung S-32-200	50
Hình 2.98 Khung S-38-200	51
Hình 2.99 Quan hệ giữa tổng lực động đất tĩnh tương đương trong khung và chiều dài nhịp khung theo phương ngang và đứng	55
Hình 2.100 Khung H-20-100	58
Hình 2.101 Khung H-26-100	58
Hình 2.102 Khung H-32-100	59
Hình 2.103 Khung H-38-100	59
Hình 2.104 Khung S-20-200	79
Hình 2.105 Khung S-26-200	59
Hình 2.106 Khung S-32-200	60
Hình 2.107 Khung S-38-200	60
Hình 2.108 Khung H-20-100	60
Hình 2.109 Khung H-26-100	61
Hình 2.110 Khung H-32-100	61
Hình 2.111 Khung H-38-100	62
Hình 2.112 Khung S-20-200	62
Hình 2.113 Khung S-26-200	63

Hình 2.114 Khung S-32-200	63
Hình 2.115 Khung S-38-200	64
Hình 2.116 Khung H-20-100	64
Hình 2.117 Khung H-26-100	64
Hình 2.118 Khung H-32-100	65
Hình 2.119 Khung H-38-100	65
Hình 2.120 Khung S-20-200	65
Hình 2.121 Khung S-26-200	65
Hình 2.122 Khung S-32-200	66
Hình 2.123 Khung S-38-200	66
Hình 2.124 Khung S-38-200	66
Hình 2.125 Khung H-20-100	67
Hình 2.126 Khung H-26-100	67
Hình 2.127 Khung H-32-100	68
Hình 2.128 Khung H-38-100	68
Hình 2.129 Khung S-20-200	69
Hình 2.130 Khung S-26-200	69
Hình 2.131 Khung S-32-200	70
Hình 2.132 Khung S-38-200	70
Hình 2.133 Các dạng dao động bậc nhất của hệ kết cấu nhà S-32-200	91
Hình 2.134 Nội lực trong kết cấu H-20-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	99
Hình 2.135 Nội lực trong kết cấu S-20-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	99
Hình 2.136 Nội lực trong kết cấu H-26-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	100
Hình 2.137 Nội lực trong kết cấu S-26-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	100
Hình 2.138 Nội lực trong kết cấu H-32-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	100

Hình 2.139 Nội lực trong kết cấu S-32-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	101
Hình 2.140 Nội lực trong kết cấu H-38-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	101
Hình 2.141 Nội lực trong kết cấu S-38-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN hướng từ trái sang phải	102

Danh mục các chữ viết tắt:

a	= đỉnh gia tốc nền thiết kế
a_{gR}	= đỉnh gia tốc nền tham chiếu
F_i	= lực động đất tĩnh tương đương tác dụng ở khối lượng thứ i
g	= gia tốc trọng trường
M_y	= độ bền uốn dẻo
PGA, PGV	= đỉnh gia tốc và vận tốc nền
q	= hệ số ứng xử của kết cấu
q_0	= hệ số ứng xử cơ bản
q_s	= hệ số vượt độ bền
q_μ	= hệ số dẻo
S	= hệ số nền đất
s_i	= dịch chuyển của khối lượng thứ i ứng với dạng dao động bậc một
S_d, S_e	= gia tốc phổ thiết kế phi tuyến và đàn hồi
T_B, T_C	= chu kỳ phổ phản ứng
T_1	= chu kỳ dao động riêng của khung ứng với dạng dao động bậc một
V	= lực cắt đáy
W, w_i	= tổng trọng lượng và trọng lượng tham gia giao động ở vị trí thứ i
φ_y	= độ cong chảy dẻo
$\theta_c, \theta_y, \theta_{\max}$	= góc xoay nứt, chảy dẻo và lớn nhất
μ	= hệ số dẻo
ξ, η	= hệ số cản nhớt và hệ số điều chỉnh

1. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG THÉP CHO NHÀ CÔNG NGHIỆP

1.1. Giới thiệu kết cấu khung thép nhà công nghiệp

Nhà công nghiệp là nhà được sử dụng cho mục đích hoạt động sản xuất công nghiệp, bao gồm hoạt động sản xuất vật liệu, sản phẩm xây dựng; luyện kim, cơ khí chế tạo, gia công, lắp ráp; khai thác mỏ, chế biến khoáng sản; dầu khí; năng lượng; hóa chất; công nghiệp nhẹ nhằm phục vụ nhu cầu của con người và các ngành kinh tế.

Giải pháp kết cấu thép được sử dụng rất phổ biến cho nhà công nghiệp vì có những ưu điểm sau: kết cấu thép vượt được nhịp lớn, chịu được tác động rung động mạnh, độ bền mỏi cao, thời gian thi công nhanh, tháo lắp dễ dàng khi di dời, mái nhà lợp tôn, trọng lượng kết cấu nhẹ dẫn đến giảm tải trọng truyền xuống móng,...

Loại nhà công nghiệp phổ biến nhất hiện nay ở Việt Nam là nhà xưởng công nghiệp một tầng, chiếm khoảng 80%. Nhà công nghiệp một tầng có ưu điểm là toàn bộ các thiết bị, máy móc, vật liệu, sản phẩm mà thường có trọng lượng khá lớn được đặt trực tiếp trên nền tầng một; do vậy rất thuận lợi cho việc vận chuyển chúng ra vào nhà máy, cũng như giảm được chi phí cho việc xây dựng hệ kết cấu sàn đỡ tải trọng lớn đến vài tấn trên mét vuông khi đặt chúng ở tầng sàn.

Nhà công nghiệp một tầng thường có một nhịp với khẩu độ lớn; cũng có trường hợp có hai nhịp với khẩu độ lớn khi kích thước mặt bằng nhà yêu cầu rất lớn nhằm đáp ứng nhu cầu sử dụng dây chuyền công nghệ sản xuất.

Trong thực tế rất ít khi xây dựng nhà công nghiệp vừa có khẩu độ nhịp lớn, vừa có nhiều hơn một tầng vì như đã đề cập ở trên thì các máy móc, thiết bị, vật liệu, sản phẩm đặt trên sàn có trọng lượng rất lớn nên rất khó để thiết kế kết cấu bảo đảm được yêu cầu về chịu lực, độ võng, mức độ rung động, cũng như trong trường hợp này đòi hỏi chi phí xây dựng kết cấu rất tốn kém.

Trong trường hợp khó khăn do diện tích đất sử dụng cho nhà công nghiệp khan hiếm cũng như giá thành thuê đất cao thì loại kết cấu nhà công nghiệp nhiều tầng có thể được sử dụng. Đối với loại kết cấu nhà công nghiệp nhiều tầng thì nhịp khung thường có khẩu độ không lớn lắm, khoảng 10 m đến 20 m, đồng thời giải pháp kết cấu liên hợp thép – bê tông thường được sử dụng để chịu tải trọng lớn tác dụng trên sàn.

Nhà xưởng công nghiệp một tầng thường có mặt bằng hình chữ nhật với chiều dài nhà lớn hơn nhiều so với chiều ngang. Trong một số trường hợp thì mặt bằng nhà còn có hình dạng chữ L hoặc chữ T với các khối nhà có chiều cao bằng nhau hoặc chênh lệch nhau.

Kết cấu nhà công nghiệp một tầng có đặc điểm gồm: nhiều khung phẳng được bố trí theo phương ngang nhà với khoảng cách giữa các khung từ 6 m đến 8 m; khẩu độ nhịp

khung khá lớn thường khoảng 20 m đến 40 m; chiều cao cột khá lớn thường khoảng 10 m đến 15 m; vai cột để đỡ dầm đỡ cầu trục; cầu trục có sức trục nhẹ và trung bình, từ 0,5 tấn đến 50 tấn với chế độ làm việc trung bình; mái nhà dốc lợp tôn với góc dốc khoảng 10 độ đến 15 độ; tôn bao che được sử dụng để bao xung quanh nhà và tường xây gạch thường cao khoảng 1,2 m đến 3 m tính từ cốt nền.

Đối với loại kết cấu này, cột khung thường sử dụng hình dạng tiết diện chữ H với chiều cao tiết diện không đổi hoặc thay đổi nhỏ dần từ trên đỉnh xuống chân cột (cột vát) và dầm tiết diện chữ I với chiều cao tiết diện thay đổi. Ngoài ra, giải pháp giàn thép và cột tiết diện rỗng có thể được sử dụng trong một số trường hợp khi nhà có khẩu độ nhịp khung cũng như chiều cao cột rất lớn. Giàn có hai thanh cánh song song (giàn cánh song song) và giàn có dạng hình thang (giàn hình thang) thường được sử dụng trong trường hợp nhịp khung khoảng 30 m đến 45 m.

Hệ giằng chéo và các thanh chống dọc nhà được sử dụng để giằng các cột khung theo phương dọc nhà và giằng các dầm mái trong mặt phẳng của mái nhà. Liên kết bu lông được sử dụng để liên kết giữa cột và móng bê tông cốt thép; liên kết giữa dầm mái và cột; liên kết giữa hệ giằng cột và giằng mái với khung;.... Tải trọng tác dụng lên loại kết cấu nhà công nghiệp một tầng gồm: tĩnh tải; hoạt tải sửa chữa mái; tải cầu trục; tải gió thổi theo phương ngang nhà và dọc nhà; tải động đất tác dụng theo phương ngang, đứng và dọc nhà.

Kết quả nghiên cứu của nhóm tác giả đã chỉ ra rằng kết cấu nhà công nghiệp một tầng có cầu trục khi chịu cường độ động đất mạnh ở Việt Nam cần được coi là loại kết cấu không đều đặn với yêu cầu thiết kế kháng chấn cao hơn, đồng thời kết cấu loại này dễ bị phá hoại cục bộ khi chịu động đất mạnh (Thuật và cs, 2017, 2019, 2020). Ngoài ra, ảnh hưởng của thành phần tải trọng động đất tác dụng theo phương đứng và phương dọc nhà là khá lớn và cần phải được kể đến trong tính toán thiết kế kết cấu thép cho nhà công nghiệp một tầng có nhịp lớn, đặc biệt đối với các cấu kiện cột và giằng cột khung. Hơn nữa, mô hình phân tích, tính toán kết cấu thép cho nhà công nghiệp một tầng cần được sử dụng là mô hình kết cấu không gian để kể đến tác động của các thành phần động đất theo phương đứng và phương dọc nhà. Trong thực tế, yêu cầu sử dụng mô hình tính này là khá phức tạp và thường khó được xem xét đến một cách đầy đủ.

Do khối lượng công việc thực hiện rất lớn nên trong nghiên cứu này chỉ tập trung nghiên cứu thiết kế kết cấu khung thép cho nhà công nghiệp một tầng, nhịp lớn, có cầu trục, sức trục nhẹ đến trung bình, chịu các loại tải trọng cơ bản như tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió và tải động đất, theo các tiêu chuẩn thiết kế của Việt Nam; còn chưa xem xét đến những nội dung về thiết kế kết cấu nhà công nghiệp nhiều tầng, cột liên hợp, bản sàn liên hợp thép-bê tông chịu tải trọng lớn, chịu tải trọng thi công, tấm mái, hệ tường bao che. Những nội dung này sẽ được trình bày ở nghiên cứu tiếp theo. Hơn nữa, trong nội dung này chỉ tập trung trình bày những nội dung có tính chất phức tạp, gây khó khăn cho việc

tính toán thiết kế kết cấu khung thép cho nhà công nghiệp một tầng nhịp lớn khi chịu tải trọng động đất. Các kết quả tính toán thiết kế cho nhiều trường hợp khung khác nhau có thể giúp người thiết kế đánh giá được ảnh hưởng của tác động của động đất đối với kết cấu.

1.2 Các tiêu chuẩn được sử dụng

TCVN 2737:1995. Tải trọng và tác động.

TCVN 9386:2012. Thiết kế công trình chịu động đất.

TCVN 5575:2013. Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế.

Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.

1.3 Các bước tính toán thiết kế kết cấu chịu các tải trọng tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió

Kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng cần được tính toán thiết kế theo các trạng thái giới hạn về chịu lực và chuyển vị, nhằm bảo đảm kết cấu chịu được các loại tải trọng có thể tác dụng đồng thời lên công trình, bao gồm tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió. Dưới tác dụng của các loại tải trọng này thì nội lực trong kết cấu được tính toán theo sơ đồ giả thiết ứng xử của vật liệu kết cấu trong giới hạn đàn hồi. Các cấu kiện kết cấu cần được tính toán thiết kế để bảo đảm giá trị nội lực lớn nhất từ những tổ hợp nguy hiểm (yêu cầu chịu lực) phải nhỏ hơn hoặc bằng khả năng chịu lực tương ứng, trong đó những hệ số an toàn được sử dụng cho việc xác định nội lực lớn nhất và khả năng chịu lực của cấu kiện kết cấu. Khả năng chịu lực của cấu kiện kết cấu được xác định có xét đến ứng xử phi tuyến theo vật liệu. Việc xác định các kích thước tiết diện của cấu kiện kết cấu được thực hiện theo cách lựa chọn và sau đó tiến hành kiểm tra theo các yêu cầu về trạng thái giới hạn.

Bước 1: Lựa chọn giải pháp kết cấu, sơ đồ kết cấu và hình dạng, kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu.

Giải pháp kết cấu thép cho nhà công nghiệp một tầng nhịp lớn thường gồm các khung ngang được liên kết với nhau bởi các thanh chống dọc nhà và hệ giằng mái và giằng cột khung. Cột khung thường có tiết diện hình chữ H hoặc trong một số trường hợp có tiết diện rỗng. Giải pháp dầm mái có tiết diện hình chữ I thay đổi theo chiều dài thường được sử dụng hoặc trong trường hợp nhịp khung rất lớn thì giải pháp giàn thép có 2 cánh song song hoặc giàn hình thang được sử dụng. Liên kết ở chân cột khung được cấu tạo là liên kết ngàm với móng bê tông cốt thép và liên kết ở đỉnh cột được cấu tạo là liên kết cứng với dầm hoặc giàn mái. Liên kết bằng bu lông được sử dụng ở công trường. Kích thước của các cấu kiện kết cấu được lựa chọn theo kết quả ước tính sơ bộ và kinh nghiệm của người thiết kế.

Có thể thấy việc lựa chọn về giải pháp kết cấu, sơ đồ kết cấu và hình dạng của các cấu kiện kết cấu ở trên không có gì khác biệt khi kể đến trường hợp chịu tác động của động

đất. Ảnh hưởng của tải trọng động đất được kể đến có thể làm tăng thêm kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu, đặc biệt là tiết diện của cột khung thép nhà công nghiệp một tầng nhíp lớn có cầu trục.

Bước 2: Xác định giá trị tải trọng tác dụng lên kết cấu.

Các loại tải trọng cơ bản tác dụng lên kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục gồm: tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió thổi theo phương ngang và dọc nhà.

Các trường hợp hoạt tải sửa chữa mái và tải cầu trục có thể có những cách sắp xếp vị trí khác nhau theo phương ngang và phương đứng để gây tác dụng bất lợi cho hệ kết cấu. Các trường hợp đó được ký hiệu là hoạt tải 1, hoạt tải 2, hoạt tải 3, tải cầu trục 1, tải cầu trục 2,...

Bước 3: Xác định nội lực (mô men uốn, lực dọc và lực cắt) trong các cấu kiện kết cấu và chuyển vị theo phương ngang và đứng của kết cấu.

Nội lực và chuyển vị của các cấu kiện kết cấu được xác định dưới tác dụng của từng trường hợp tải trọng bằng chương trình phân tích kết cấu SAP2000 hoặc ETABS với giả thiết vật liệu làm việc trong giới hạn đàn hồi tuyến tính.

Tải trọng tính toán được sử dụng để xác định nội lực trong các cấu kiện kết cấu và tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để xác định chuyển vị của kết cấu.

Bước 4: Tổ hợp nội lực lớn nhất và chuyển vị lớn nhất của các cấu kiện kết cấu.

Tiến hành tổ hợp nội lực lớn nhất ở một số tiết diện nguy hiểm (đầu dầm, giữa dầm, đầu cột, chân cột,...) để xác định các cặp nội lực nguy hiểm về giá trị mô men uốn, lực dọc trục và lực cắt.

Tiến hành tổ hợp chuyển vị để xác định chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và chuyển vị đứng lớn nhất ở dầm.

Bước 5: Kiểm tra khả năng chịu lực và chuyển vị của kết cấu.

Sử dụng các cặp nội lực từ tổ hợp nguy hiểm để kiểm tra khả năng chịu lực của các cấu kiện kết cấu đã chọn, theo các điều kiện yêu cầu về bền chịu lực, ổn định tổng thể và ổn định cục bộ.

Sử dụng tổ hợp nguy hiểm để kiểm tra chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và ở cao trình cầu trục và chuyển vị đứng lớn nhất ở dầm. Chuyển vị ngang cho phép ở đỉnh cột là $1/300H$, trong đó H là chiều cao của cột tính từ mặt móng đến vị trí xác định chuyển vị ngang ở đỉnh cột. Đối với trường hợp cầu trục làm việc ở chế độ nặng thì cần kiểm tra chuyển vị ngang cho phép ở cao trình mặt trên dầm đỡ cầu trục là $1/1250H_T$, trong đó H_T là chiều cao tính từ mặt móng đến điểm xác định chuyển vị. Độ võng cho phép của dầm hoặc giàn mái là $1/250L$, trong đó L là chiều dài nhíp.

Bước 6: Nếu kết quả kiểm tra ở bước trên không thoả mãn thì cần điều chỉnh, thay

đòi kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu và tiến hành tính toán kiểm tra lại.

1.4 Các bước tính toán thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất

1.4.1 Nguyên tắc tính toán thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất:

Nguyên tắc tính toán thiết kế kết cấu chịu tải trọng động đất là khác so với nguyên tắc tính toán thiết kế kết cấu chịu những tải trọng cơ bản nêu trên. Đối với tải trọng động đất, để bảo đảm yêu cầu về kinh tế, kết cấu công trình cần được tính toán thiết kế cho phép ứng xử ngoài giới hạn đàn hồi (ứng xử phi tuyến) về vật liệu. Tuy nhiên, trong giai đoạn ban đầu lựa chọn kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu, để đơn giản trong thực hành tính toán thiết kế thì tác động của động đất cũng được quy về tải trọng tác dụng tĩnh tương đương để có thể tổ hợp với những tải trọng cơ bản khác mà có thể cùng tác dụng đồng thời lên kết cấu công trình.

Thực tế công trình được xây dựng trong vùng động đất luôn phải chịu nhiều trận động đất với cường độ chấn động khác nhau trong suốt thời gian sử dụng của nó, chẳng hạn trong vòng 20 năm hoặc 50 năm. Để đơn giản trong quá trình thiết kế, nguyên tắc tính toán thiết kế được chia thành hai trường hợp như sau. Thứ nhất, dưới tác động của những trận động đất có cường độ mạnh vừa với tần suất xảy ra thường xuyên thì nguyên tắc tính toán cần bảo đảm kết cấu ứng xử trong giới hạn đàn hồi. Thứ hai, dưới tác động của trận động đất có cường độ mạnh hoặc rất mạnh với tần suất xảy ra rất hiếm, chẳng hạn có thể xác suất xảy ra một lần trong thời gian sử dụng công trình là 10%, thì nguyên tắc tính toán cần đảm bảo kết cấu ứng xử phi tuyến về vật liệu và cho phép nó có thể bị phá hoại, nhưng không được sụp đổ và có thể sửa chữa được sau khi động đất xảy ra. Như vậy, có thể nói việc tính toán thiết kế kết cấu chịu động đất cần được thực hiện theo hai giai đoạn tương ứng với hai trường hợp nêu trên. Một số nước trên thế giới có động đất rất mạnh như Mỹ, Nhật Bản, New Zealand, Đài Loan,... đều đã áp dụng rất nghiêm ngặt quy trình tính toán thiết kế kháng chấn kết cấu theo hai giai đoạn như vậy.

Giai đoạn 1 nhằm xác định một cách gần đúng kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu tương ứng với độ bền của kết cấu chịu được tải trọng động đất tĩnh tương đương, trong đó hệ số ứng xử của kết cấu theo phương ngang được lấy chẳng hạn bằng 3,0 đối với kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng. Tải trọng động đất tĩnh ngang tương đương như vậy được coi tương ứng với những trận động đất có cường độ mạnh vừa mà thường xuyên xảy ra. Dưới tác dụng của tải trọng này thì ứng xử của kết cấu được coi như trong giới hạn đàn hồi tuyến tính về vật liệu. Giai đoạn này thực tế hiện nay đang được sử dụng phổ biến để tính toán thiết kế kháng chấn kết cấu công trình ở Việt Nam.

Việc kiểm tra về bền chịu lực trong trường hợp kết cấu chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương trong giai đoạn 1 là nhằm bảo đảm các cấu kiện kết cấu làm việc không vượt quá giới hạn chảy dẻo cho phép về vật liệu khi chịu động đất có cường độ mạnh vừa với tần suất xảy ra thường xuyên. Cách tính này cũng tương tự như đối với trường hợp kết cấu chịu

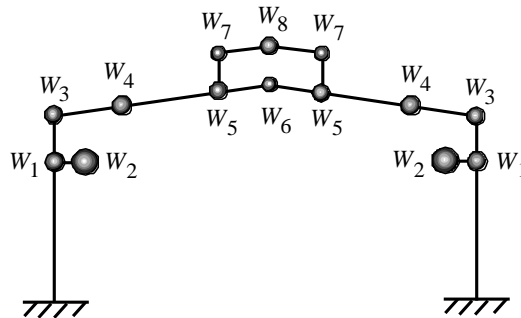
các tải trọng cơ bản như tĩnh tải, hoạt tải và gió đã trình bày ở trên.

Giai đoạn 2 nhằm xác định một cách chính xác hơn kích thước tiết diện của các cầu kiện kết cấu bằng cách kiểm tra khả năng chịu lực và khả năng hấp thụ năng lượng, tiêu tán năng lượng của hệ kết cấu khi chịu động đất lớn nhất có thể xảy ra. Trong giai đoạn này sử dụng phương pháp phân tích tĩnh đẩy dần kết cấu phi tuyến về vật liệu (pushover) và phương pháp phân tích kết cấu phi tuyến động theo thời gian dưới tác động của các băng gia tốc nền. Giá trị tải trọng cũng như giá trị gia tốc nền được xác định tương ứng với tác động của động đất lớn nhất có thể xảy ra trong thời gian sử dụng công trình mà được quy định để tính toán thiết kế kết cấu. Giai đoạn tính toán kiểm tra này cũng nhằm xác định được khả năng chảy dẻo và khả năng hấp thụ năng lượng của các cầu kiện kết cấu có tương ứng với giá trị của hệ số ứng xử đã được sử dụng trong thiết kế ban đầu ở giai đoạn 1 khi chịu tác động của động đất lớn nhất có thể xảy ra.

Trong giai đoạn này, các kích thước tiết diện của các cầu kiện kết cấu có thể tiếp tục được thay đổi để bảo đảm cơ cấu phá hoại phù hợp của hệ kết cấu; nghĩa là các khớp dẻo chỉ có thể được hình thành ở các vị trí mong muốn trong thiết kế như ở hai đầu dầm và có thể ở chân cột tầng một. Trong thực hành tính toán thiết kế, việc áp dụng thêm giai đoạn 2 là khá phức tạp cho người thiết kế kết cấu. Giai đoạn này có thể không cần thiết được sử dụng trong thực hành thiết kế đối với kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng trong trường hợp chịu động đất mạnh vừa.

1.4.2 Các bước tính toán trong giai đoạn 1:

Bước 1: Xác định sơ đồ tính kết cấu.



Hình 1.1 Các vị trí khối lượng tập trung trên khung

Để đơn giản trong tính toán, có thể giả thiết một số vị trí có khối lượng tập trung trên khung, chẳng hạn sử dụng 14 vị trí có khối lượng tập trung như ở Hình 1.1. Số lượng vị trí chọn càng nhiều thì khối lượng tính toán càng lớn. Ngoài ra cũng có thể sử dụng trực tiếp phần mềm SAP2000 hoặc ETABS để tính toán theo phương pháp phổ phản ứng.

Bước 2: Xác định khối lượng tham gia dao động.

Tổng khối lượng tham gia giao động của nhà công nghiệp một tầng có cầu trục bao gồm: toàn bộ trọng lượng của hệ mái (tĩnh tải mái), trọng lượng bản thân của cầu trục, dầm đỡ cầu trục, ray, dầm hãm và các chi tiết liên kết. Trong trường hợp cầu trục có sức trục

không lớn và làm việc ở chế độ trung bình thì trọng lượng của vật nâng có thể không cần thiết xét đến vì xác suất xuất hiện động đất lớn nhất theo thiết kế khi một hoặc hai cầu trục đang mang vật nặng bằng dây mềm với sức trục lớn nhất và ở vị trí nguy hiểm nhất cho kết cấu là rất nhỏ. Ngoài ra, hoạt tải sửa chữa mái được coi không đóng góp vào khối lượng tham gia dao động của hệ kết cấu vì xác suất xuất hiện động đất lớn nhất theo thiết kế trong thời gian đang sửa chữa mái công trình là rất hiếm, do vậy có thể bỏ qua trường hợp này.

Bước 3: Xác định chu kỳ dao động riêng và biên độ dao động riêng của hệ kết cấu theo phương ngang, đứng và dọc nhà.

Sử dụng chương trình phân tích kết cấu SAP2000 hoặc ETABS với giả thiết vật liệu làm việc trong giới hạn đàn hồi tuyến tính để tính toán dao động riêng của hệ kết cấu. Sử dụng liên kết ngàm ở chân cột với móng bê tông cốt thép và liên kết cứng ở đỉnh cột với xà mái khi tính toán thiết kế kết cấu chịu động đất.

Sử dụng sơ đồ tính khung phẳng theo phương ngang nhà để tính toán thiết kế dầm và cột khung chịu các thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng. Sử dụng sơ đồ tính kết cấu khung không gian để tính toán thiết kế các thanh giằng liên kết giữa các khung ngang và các cột khung có giằng cột chịu thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà. Ảnh hưởng của động đất theo phương dọc nhà cần được kể đến, đặc biệt làm tăng lực dọc trong các cột khung có giằng cột.

Bước 4: Xác định giá trị gia tốc phổ phản ứng thiết kế theo phương ngang.

Sử dụng phổ gia tốc Loại 1 để xác định gia tốc phổ phản ứng thiết kế theo phương ngang tương ứng với loại nền đất xây dựng công trình. Hệ số tầm quan trọng của công trình được lấy bằng 1,0.

Hệ số ứng xử của kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục theo phương ngang có thể được lấy bằng 3,0. Hệ số ứng xử phụ thuộc vào chiều dài nhịp khung và cường độ động đất tác động lên công trình. Hệ số ứng xử của kết cấu có thể được lấy nhỏ hơn 3,0 trong trường hợp cần yêu cầu thiết kế giảm mức độ biến dạng dẻo, có nghĩa là tăng mức độ an toàn của hệ kết cấu khi chịu tác động của động đất mạnh.

Chu kỳ dao động riêng của hệ kết cấu thép cho nhà công nghiệp một tầng có cầu trục thường có giá trị khá nhỏ nên chỉ cần xét đến dạng dao động riêng đầu tiên.

Bước 5: Xác định gia tốc phổ phản ứng thiết kế theo phương đứng.

Giá trị gia tốc nền thiết kế đàn hồi lớn nhất theo phương đứng a_{vg} được lấy bằng 90% so với giá trị gia tốc nền thiết kế đàn hồi lớn nhất theo phương ngang a_g .

Sử dụng phổ gia tốc Loại 1 để xác định gia tốc phổ phản ứng thiết kế theo phương đứng, trong đó các giá trị chu kỳ phổ được quy định riêng cho trường hợp theo phương đứng khác với theo phương ngang. Hệ số tầm quan trọng của công trình được lấy bằng 1,0.

Hệ số ứng xử của kết cấu theo phương đứng được lấy bằng 1,5 với giả thiết kết cấu

ứng xử đàn hồi theo phương đứng.

Bước 6: Xác định lực cắt đáy theo phương ngang và tổng lực theo phương đứng.

Lực cắt đáy theo phương ngang được xác định từ giá trị gia tốc phổ thiết kế phi tuyến tương ứng với chu kỳ dao động riêng bậc nhất theo phương ngang.

Tổng lực theo phương đứng tác động lên kết cấu được xác định từ giá trị gia tốc phổ thiết kế tương ứng với chu kỳ dao động riêng bậc nhất theo phương đứng.

Phổ phản ứng gia tốc thiết kế phi tuyến được xác định từ phổ phản ứng gia tốc thiết kế đàn hồi chia cho hệ số ứng xử của kết cấu q .

Bước 7: Xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng lên khung tại các vị trí có khối lượng tập trung theo phương ngang và đứng.

Tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương ngang được xác định từ lực cắt đáy của hệ kết cấu với giả thiết các tải trọng phân bố tương ứng theo dạng dao động riêng bậc nhất theo phương ngang.

Tương tự, tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương đứng được xác định từ tổng lực tác động lên hệ kết cấu theo phương đứng với giả thiết các tải trọng phân bố tương ứng theo dạng dao động riêng bậc nhất theo phương đứng.

Tải trọng động đất tĩnh tương đương được dùng để tính toán thiết kế các cấu kiện kết cấu và được xác định phụ thuộc vào loại phổ phản ứng gia tốc đàn hồi, loại nền đất, giá trị của hệ số ứng xử, loại kết cấu, sơ đồ kết cấu và chu kỳ dao động riêng của kết cấu.

Việc lựa chọn giá trị của gia tốc phổ phản ứng đàn hồi và hệ số ứng xử của kết cấu sẽ ảnh hưởng đến việc tính toán giá trị của tải trọng động đất tĩnh tương đương và tiếp theo ảnh hưởng đến việc xác định kích thước tiết diện yêu cầu của các cấu kiện kết cấu khi chịu động đất.

Bước 8: Xác định nội lực và chuyển vị của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Sử dụng chương trình phân tích kết cấu SAP2000 hoặc ETABS với giả thiết vật liệu làm việc trong giới hạn đàn hồi tuyến tính để tính nội lực và biến dạng trong kết cấu dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Độ cứng đàn hồi của các cấu kiện kết cấu được sử dụng để xác định nội lực và biến dạng trong các cấu kiện kết cấu dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương cũng giống như trường hợp tính toán kết cấu chịu tác dụng của các tải trọng cơ bản khác gồm tĩnh tải, hoạt tải, tải cầu trục và tải gió.

Bước 9: Xác định tổ hợp nội lực nguy hiểm và chuyển vị lớn nhất trong trường hợp chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Tiến hành tổ hợp nội lực lớn nhất ở một số tiết diện nguy hiểm (đầu dầm, giữa dầm, đầu cột, chân cột,...) để xác định các cặp nội lực nguy hiểm về giá trị mô men uốn, lực dọc

trục và lực cắt.

Tiến hành tổ hợp chuyển vị để xác định chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và chuyển vị đứng lớn nhất ở dầm.

Các trường hợp tổ hợp nội lực bao gồm:

Tĩnh tải + 0,9 x (Tải động đất theo phương ngang + 0,3 Tải động đất theo phương đứng + 0,3 Tải động đất theo phương dọc nhà + Hoạt tải mái + Tải cầu trục).

Tĩnh tải + 0,9 x (0,3 Tải động đất theo phương ngang + Tải động đất theo phương đứng + 0,3 Tải động đất theo phương dọc nhà + Hoạt tải mái + Tải cầu trục).

Tĩnh tải + 0,9 x (0,3 Tải động đất theo phương ngang + 0,3 Tải động đất theo phương đứng + Tải động đất theo phương dọc nhà + Hoạt tải mái + Tải cầu trục).

...

Ngoài ra, có thể sử dụng các tổ hợp sau:

Tĩnh tải + Tải động đất theo phương ngang + 0,3 Tải động đất theo phương đứng + 0,3 Tải động đất theo phương dọc nhà + 0,8 Hoạt tải mái + 0,6 Tải cầu trục.

Tĩnh tải + Tải động đất theo phương ngang + 0,3 Tải động đất theo phương đứng + 0,3 Tải động đất theo phương dọc nhà + 0,6 Hoạt tải mái + 0,8 Tải cầu trục.

Tĩnh tải + 0,3 Tải động đất theo phương ngang + Tải động đất theo phương đứng + 0,3 Tải động đất theo phương dọc nhà + 0,8 Hoạt tải mái + 0,6 Tải cầu trục.

Tĩnh tải + 0,3 Tải động đất theo phương ngang + Tải động đất theo phương đứng + 0,3 Tải động đất theo phương dọc nhà + 0,6 Hoạt tải mái + 0,8 Tải cầu trục.

Tĩnh tải + 0,3 Tải động đất theo phương ngang + 0,3 Tải động đất theo phương đứng + Tải động đất theo phương dọc nhà + 0,8 Hoạt tải mái + 0,6 Tải cầu trục.

Tĩnh tải + 0,3 Tải động đất theo phương ngang + 0,3 Tải động đất theo phương đứng + Tải động đất theo phương dọc nhà + 0,6 Hoạt tải mái + 0,8 Tải cầu trục.

...

Bước 10. Tính toán kiểm tra khả năng chịu lực của các cấu kiện kết cấu.

Sử dụng các cặp nội lực từ tổ hợp nguy hiểm để kiểm tra khả năng chịu lực của các cấu kiện kết cấu theo các điều kiện về bền chịu lực, ổn định tổng thể theo phương trong và ngoài mặt phẳng khung, ổn định cục bộ của các bản thép,... Đối với khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục chịu động đất thì vị trí ở chân cột thường là nguy hiểm theo điều kiện yêu cầu về bền chịu lực.

Bước 11. Tính toán kiểm tra chuyển vị ngang và đứng của kết cấu.

Sử dụng tổ hợp nguy hiểm để kiểm tra chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và chuyển vị đứng lớn nhất ở dầm mái. Chuyển vị ngang cho phép ở đỉnh cột là $1/300H$, trong đó H là chiều cao của cột tính từ mặt móng đến vị trí xác định chuyển vị ngang. Độ võng

cho phép của dầm là $1/250L$, trong đó L là chiều dài nhịp dầm. Kích thước tiết diện của các cấu kiện cột khung thép nhà công nghiệp một tầng thường được quyết định bởi điều kiện bảo đảm yêu cầu về chuyển vị ngang của kết cấu khi chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Bước 12: Nếu kết quả tính toán kiểm tra ở trên không thoả mãn thì cần thay đổi kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu và tiến hành tính toán kiểm tra lại.

1.4.3 Các bước tính toán thiết kế trong giai đoạn 2:

Như đã đề cập ở trên thì giai đoạn 2 có thể không cần thiết được sử dụng trong thực hành thiết kế đối với kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu động đất mạnh vừa. Tuy nhiên để tham khảo, dưới đây trình bày một số bước chính để tiến hành tính toán trong giai đoạn 2 sử dụng phương pháp phân tích tĩnh đẩy dần kết cấu phi tuyến về vật liệu (pushover):

Bước 1: Lựa chọn mô hình trễ phi tuyến theo vật liệu và xác định các thông số của mô hình trễ đó. Đối với kết cấu thép thì mô hình trễ phi tuyến hai đoạn thẳng tăng cứng thường được sử dụng. Độ cứng ban đầu của cấu kiện được lấy theo độ cứng của vật liệu thép trong giới hạn đàn hồi. Độ bền uốn dẻo của cấu kiện kết cấu được xác định theo tiêu chuẩn thiết kế từ đặc trưng hình học của tiết diện và cường độ chảy dẻo của thép.

Bước 2: Tiến hành phân tích pushover hệ kết cấu dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương ngang và đứng mà được tăng dần theo từng cấp tác dụng. Giá trị của tải trọng có thể được tăng đến q lần giá trị tải trọng động đất tĩnh tương đương, trong đó q là hệ số ứng xử của kết cấu đã được sử dụng trong tính toán thiết kế ở giai đoạn 1.

Bước 3: Kiểm tra mức độ ứng xử phi tuyến theo vật liệu và cơ chế hình thành khớp dẻo (cơ chế hư hỏng) của hệ kết cấu khi chịu động đất. Giá trị hệ số dẻo uốn lớn nhất xuất hiện trong các cấu kiện kết cấu cần bảo đảm nhỏ hơn giá trị cho phép được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế tương ứng với loại vật liệu và loại cấu kiện. Cơ chế phá hoại của hệ kết cấu cần bảo đảm các khớp dẻo có thể được hình thành ở những vị trí mà không dẫn đến sụp đổ hệ kết cấu.

Bước 4: Kiểm tra chuyển vị phi tuyến về vật liệu của hệ kết cấu khi chịu động đất từ kết quả phân tích pushover. Giá trị chuyển vị phi tuyến lớn nhất của kết cấu theo phương ngang và đứng cần đảm bảo nhỏ hơn giá trị cho phép được quy định trong tiêu chuẩn thiết kế tương ứng với loại vật liệu và loại cấu kiện.

Bước 5: Nếu kết quả phân tích kiểm tra ở trên không thoả mãn thì cần thay đổi kích thước tiết diện của các cấu kiện kết cấu và tiến hành phân tích kiểm tra lại.

2. CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG THÉP CHO NHÀ CÔNG NGHIỆP MỘT TẦNG CÓ CẦU TRỤC CHỊU ĐỘNG ĐẤT

2.1 Các số liệu sử dụng cho tính toán thiết kế

Xét tám sơ đồ kết cấu khung nhà công nghiệp một tầng một nhịp bằng thép với các thông số sau (Bảng 2.1 và Hình 2.2):

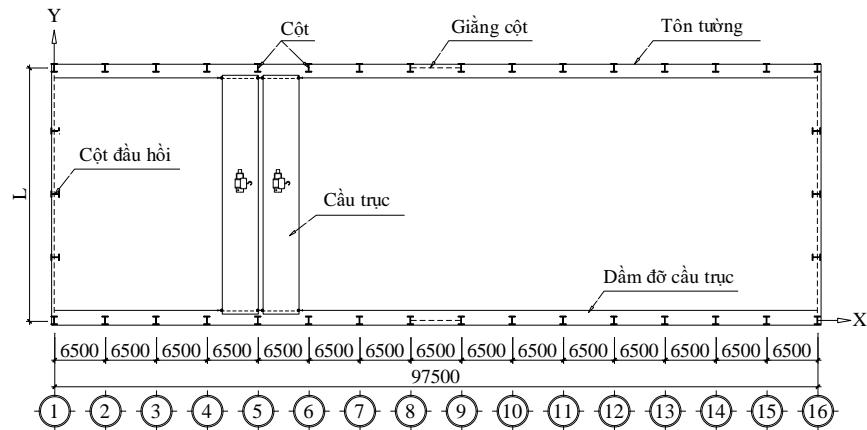
Chiều dài nhịp khung $L = 20$ m, 26 m, 32 m và 38 m; gồm 16 khung ngang giống nhau được đặt cách nhau $B = 6,5$ m; độ dốc của dầm mái $i = 10$ độ; mái nhẹ lợp tôn lượn sóng có sử dụng lớp cách nhiệt; chiều cao cửa trời $H_{ct} = 2$ m; nhịp cửa trời tương ứng với các nhịp khung ở trên là $L_1 = 3$ m, 4 m, 5 m and 6 m; chiều dài đoạn dầm mái có tiết diện thay đổi tương ứng là $L_2 = 4$ m, 5 m, 6 m và 7 m; hệ giằng mái theo phương ngang được bố trí ở hai khoang đầu nhà và khoang giữa nhà; hệ giằng mái theo phương dọc được bố trí ở hai biên nhà; hệ giằng cột được bố trí ở khoang giữa nhà; thanh chống dọc ở đỉnh mái, đỉnh cột, đỉnh và chân cửa trời; thanh chống cột theo phương dọc nhà (PDN) ở cao trình 3,7 m tính từ mặt móng; xà gồ mái; tấm tôn lợp có cách nhiệt; hệ sườn tường và tấm tôn bao che; hệ cột chống gió đầu hồi nhà.

Tiết diện của cột khung có hình dạng chữ H và của dầm mái có hình dạng chữ I được tổ hợp hàn từ ba bản thép với hai bản cánh giống nhau.

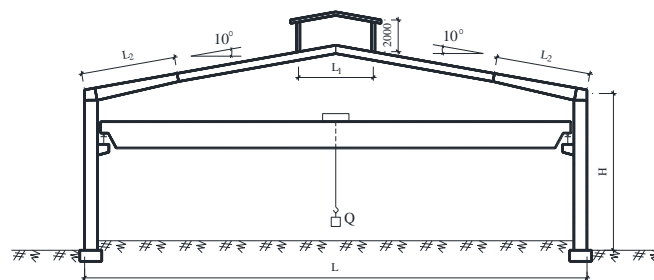
Sức trục lớn nhất $Q = 200$ kN và 100 kN với chế độ làm việc trung bình; có hai cầu trục giống nhau hoạt động trong mỗi nhịp khung.

Bảng 2.1 Các khung nhà công nghiệp một tầng một nhịp

TT	Khung	Số nhịp	Chiều dài nhịp (m)	Sức trục (kN)	Vị trí xây dựng
1	H-20-100	1	20	100	Hà Nội
2	H-26-100	1	26	100	Hà Nội
3	H-32-100	1	32	100	Hà Nội
4	H-38-100	1	38	100	Hà Nội
5	S-20-200	1	20	200	Sơn La
6	S-26-200	1	26	200	Sơn La
7	S-32-200	1	32	200	Sơn La
8	S-38-200	1	38	200	Sơn La



a) Mặt bằng nhà



b) Khung ngang nhà

Hình 2.2 Mặt bằng và khung ngang nhà công nghiệp một tầng một nhịp có cầu trục

Các khung phẳng được liên kết với nhau bằng các thanh giằng và thanh chống ở trong mặt phẳng mái và mặt phẳng cột khung theo PDN, tạo thành hệ kết cấu không gian khi chịu tải trọng động đất theo PDN. Loại thép cán nóng được sử dụng cho các thanh này với các số hiệu được xác định sơ bộ như sau: hai thanh số hiệu C12 được sử dụng cho các thanh chống ở đỉnh mái, đỉnh cột và ở cao trình 3,7 m tính từ mặt móng; một thanh số hiệu L120x8 cho các thanh giằng mái và giằng cột và một thanh số hiệu C10 cho xà gồ mái.

Vị trí xây dựng công trình ở Hà Nội (nơi có tác động của động đất mạnh và gió trung bình) và Sơn La (nơi có tác động của động đất mạnh và gió yếu) với đỉnh gia tốc nền tham chiếu tương ứng là $a_{gR} = 0,1097g$ và $0,1893g$ và nền đất loại D; hệ số tầm quan trọng của công trình bằng 1,0.

Vật liệu thép có cường độ chịu kéo và nén tính toán $f = 210 \text{ N/mm}^2$.

2.2 Xác định các loại tải trọng gồm tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió và nội lực trong khung

2.2.1 Tĩnh tải và nội lực trong khung

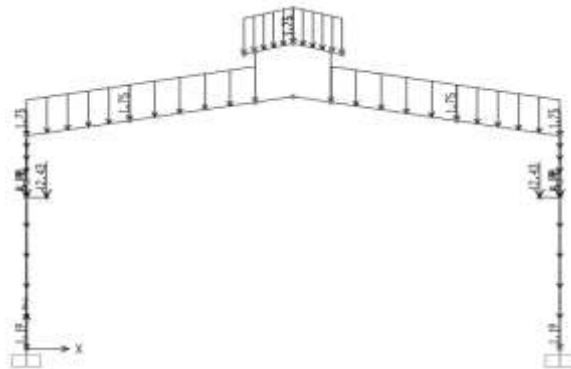
Tĩnh tải mái được coi tác dụng phân bố đều trên mặt phẳng mái với giá trị tiêu chuẩn được lấy bằng $0,25 \text{ kN/m}^2$, trong đó gồm trọng lượng của các tấm tôn lợp sóng và giằng mái là $0,07 \text{ kN/m}^2$; lớp cách nhiệt dày 3 cm là $0,08 \text{ kN/m}^2$; xà gồ mái, giằng xà gồ và các thiết bị chiếu sáng treo trên mái là $0,1 \text{ kN/m}^2$. Tổng tĩnh tải tiêu chuẩn tác dụng phân bố đều

trên dầm khung là 1,625 kN/m.

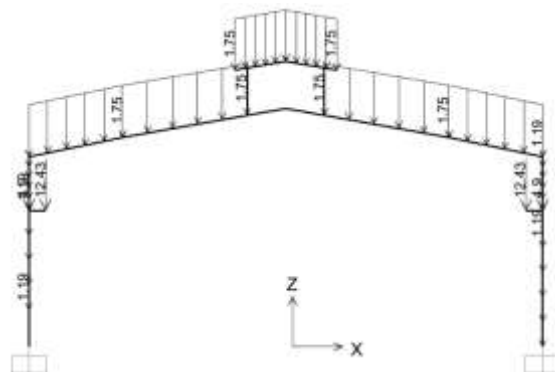
Tĩnh tải từ tấm tôn tường bao được coi tác dụng phân bố đều trong mặt phẳng tôn bao che với giá trị tiêu chuẩn được lấy bằng $0,18 \text{ kN/m}^2$, gồm trọng lượng của các tấm tôn lợp sóng bao che, giằng cột, sườn tường và giằng sườn tường. Tổng tĩnh tải tiêu chuẩn tác dụng phân bố đều trên cột khung ở phần có tôn bao che là 1,17 kN/m.

Trọng lượng của một nhịp dầm đỡ cầu trục, dầm hãm và các chi tiết liên kết trên dầm được lấy bằng 85 kN. Các tải trọng này tác dụng tập trung ở cao trình vai cột. Trọng lượng của các cấu kiện dầm và cột khung được tính trực tiếp bằng chương trình phân tích kết cấu. Hệ số vượt tải (hệ số an toàn) của tĩnh tải là 1,1 hoặc 0,9 khi tính với gió bốc.

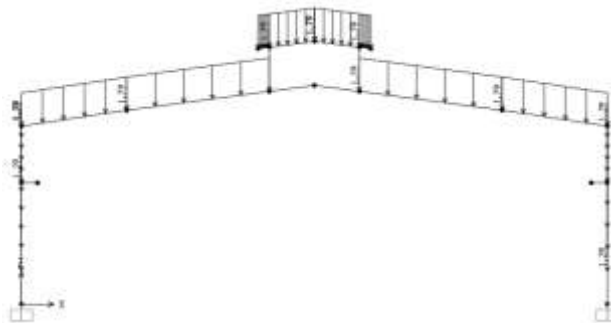
2.2.1.1 Tĩnh tải tính toán :

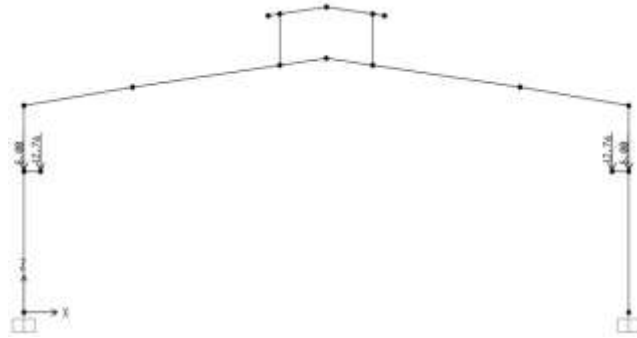


Hình 2.3 Khung H-20-100

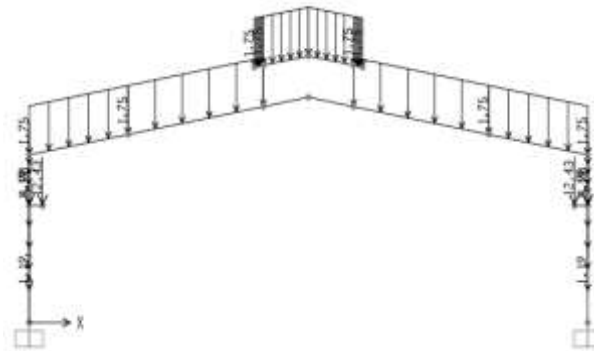


Hình 2.4 Khung H-26-100

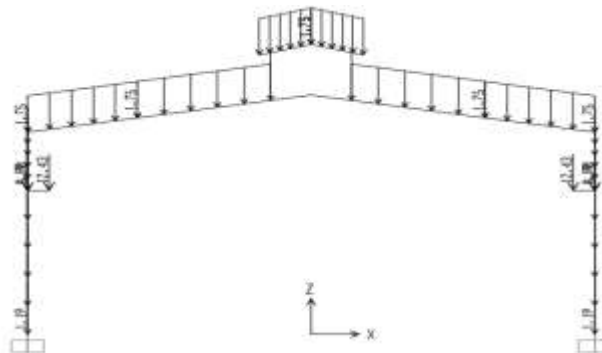




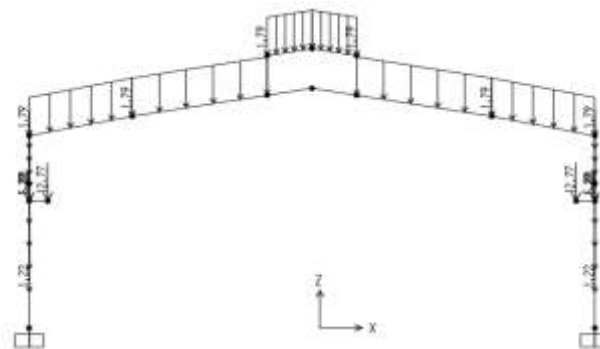
Hình 2.5 Khung H-32-100



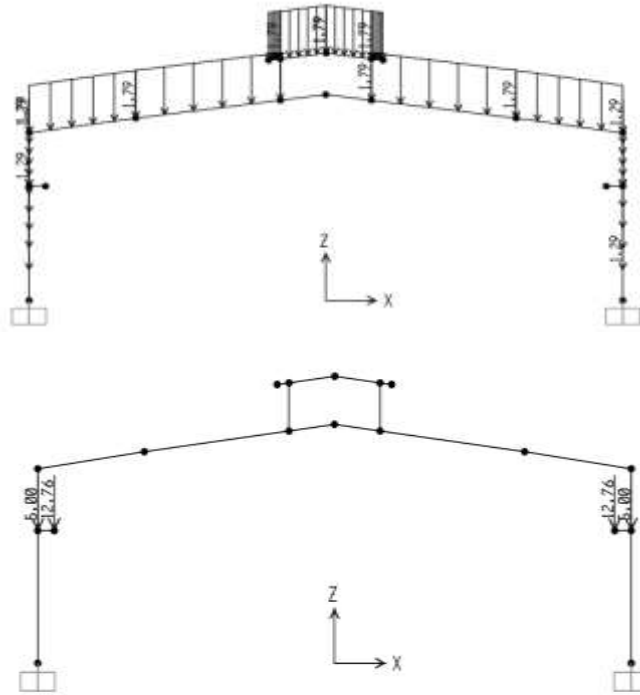
Hình 2.6 Khung H-38-100



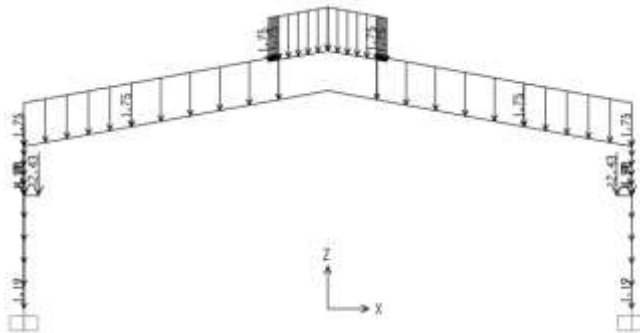
Hình 2.7 Khung S-20-200



Hình 2.8 Khung S-26-200

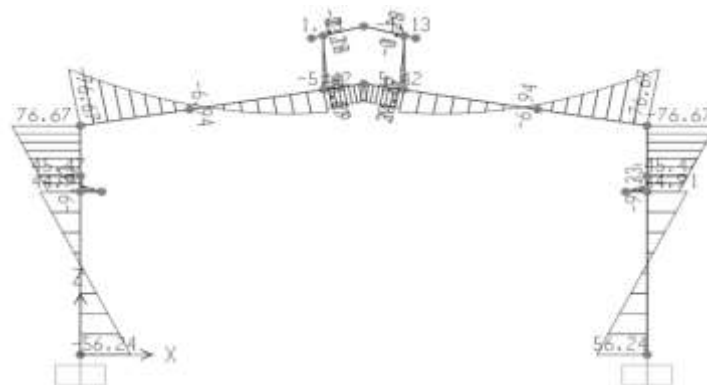


Hình 2.9 Khung S-32-200

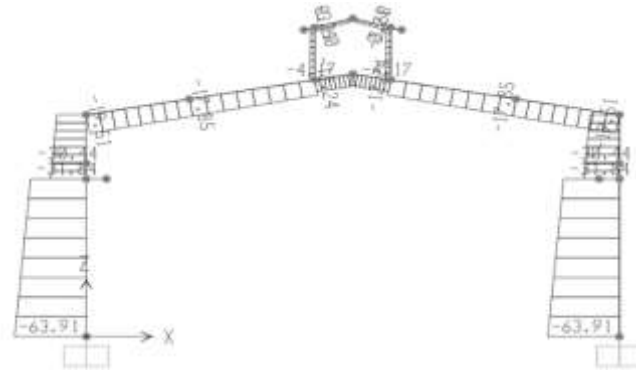


Hình 2.10 Khung S-38-200

2.2.1.2 Mô men uốn và lực dọc do tĩnh tải tính toán:

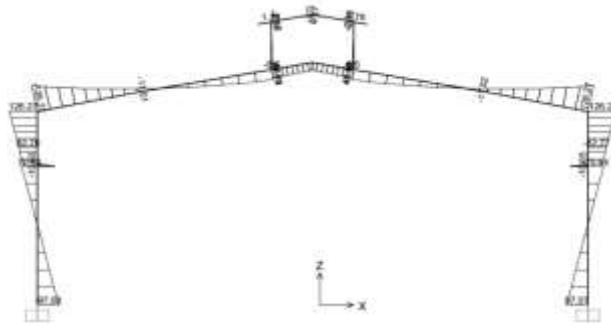


a) Mômen uốn (kNm)

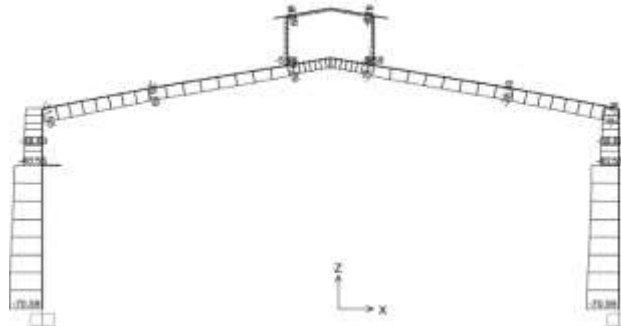


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.11 Khung H-20-100

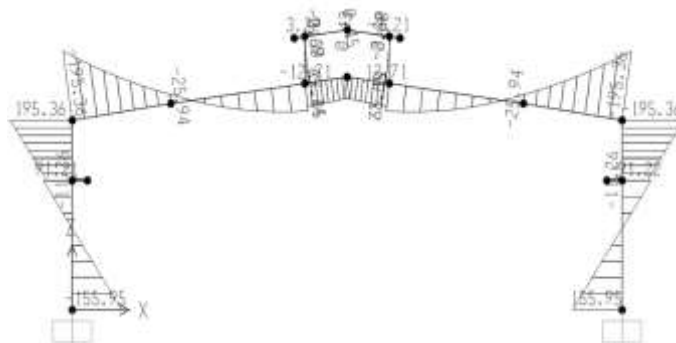


a) Mômen uốn (kNm)

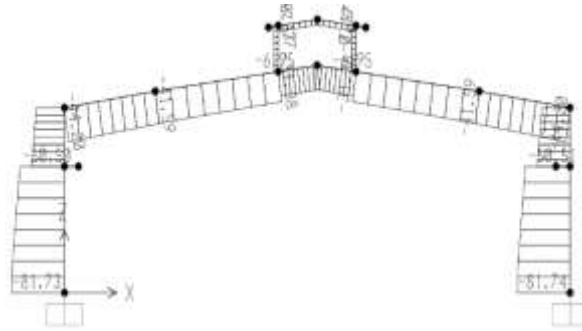


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.12 Khung H-26-100

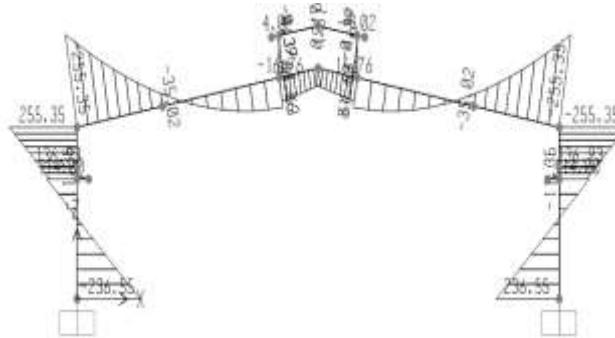


a) Mômen uốn (kNm)

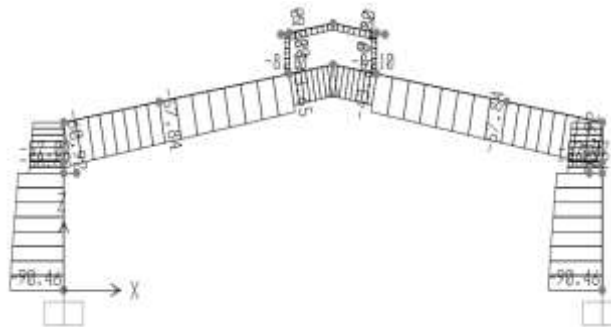


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.13 Khung H-32-100

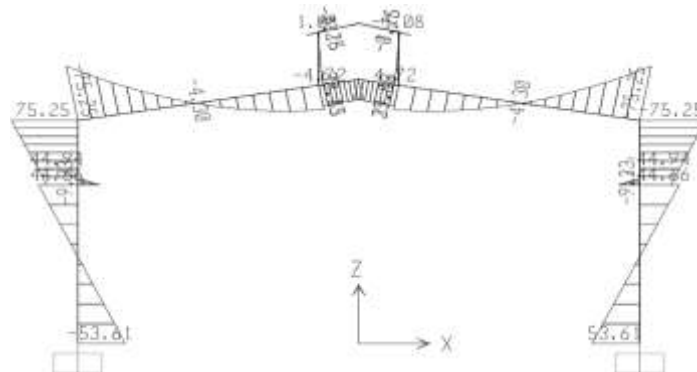


a) Mômen uốn (kNm)

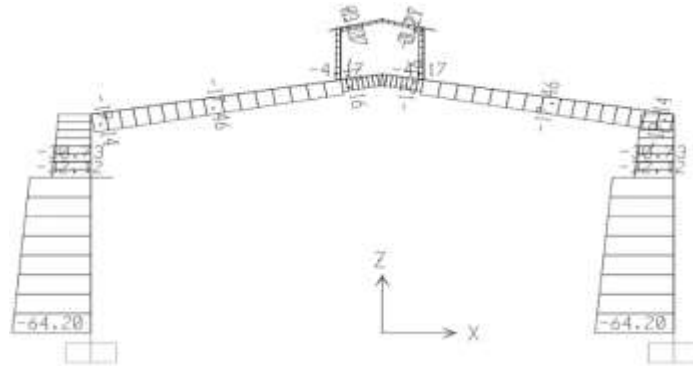


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.14 Khung H-38-100

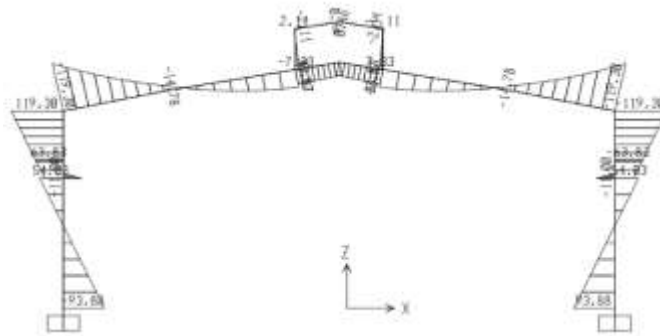


a) Mômen uốn (kNm)

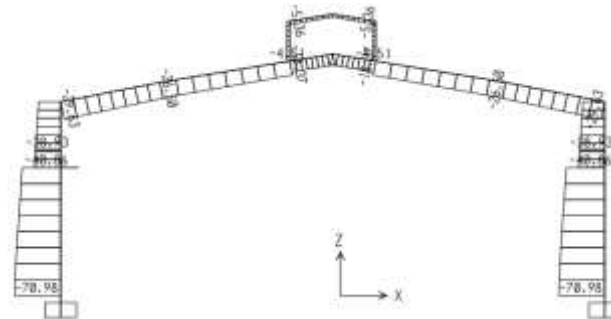


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.15 Khung S-20-200

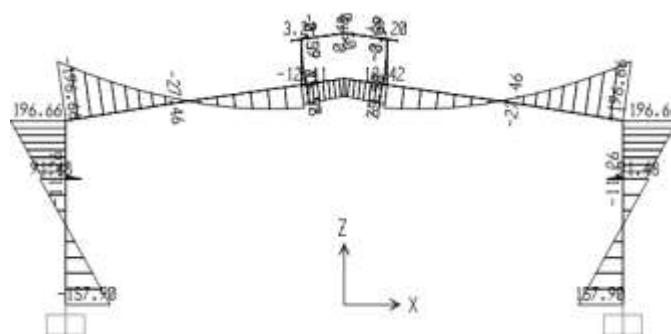


a) Mômen uốn (kNm)

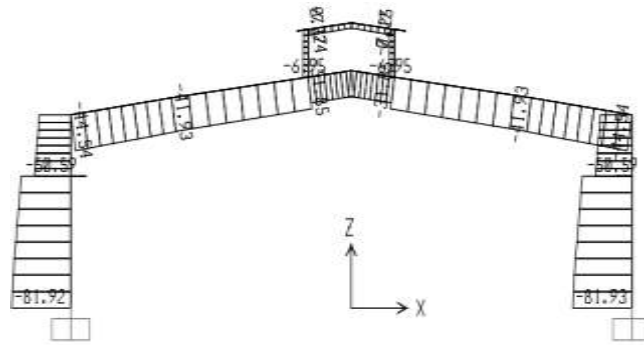


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.16 Khung S-26-200

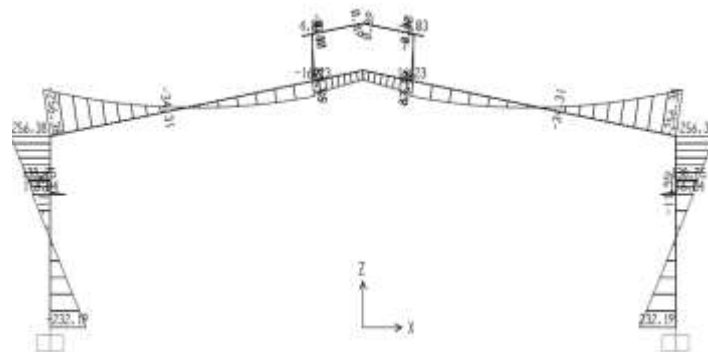


a) Mômen uốn (kNm)

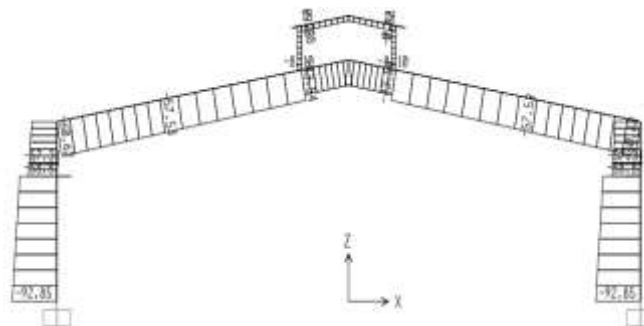


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.17 Khung S-32-200



a) Mômen uốn (kNm)



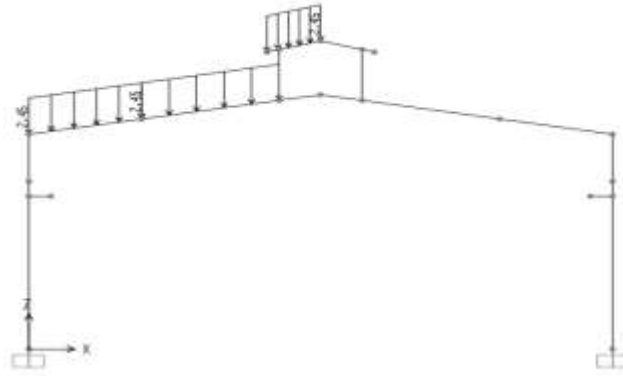
b) Lực dọc (kN)

Hình 2.18 Khung S-38-200

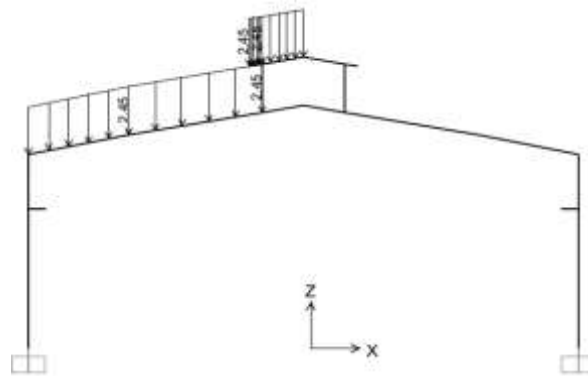
2.2.2 Hoạt tải sửa chữa mái và nội lực trong khung

2.2.2.1 Hoạt tải mái tính toán ở nửa nhịp trái:

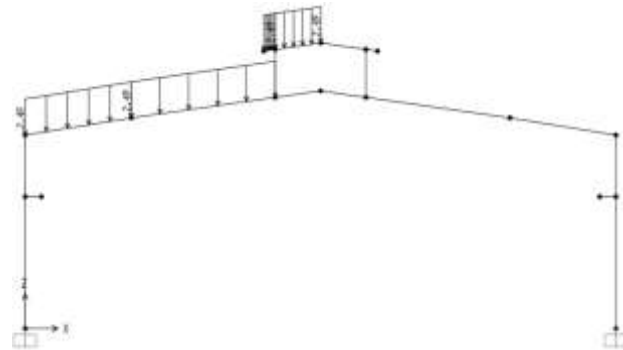
Hoạt tải sửa chữa mái tiêu chuẩn tác dụng phân bố đều trên mặt bằng nhà là $0,3 \text{ kN/m}^2$. Hoạt tải tiêu chuẩn tác dụng phân bố đều trên dầm mái là $1,9204 \text{ kN/m}$. Hệ số vượt tải của hoạt tải mái là 1,3. Đối với khung một nhịp, xét ba trường hợp hoạt tải tác dụng ở nửa nhịp trái, nửa nhịp phải và cả nhịp khung.



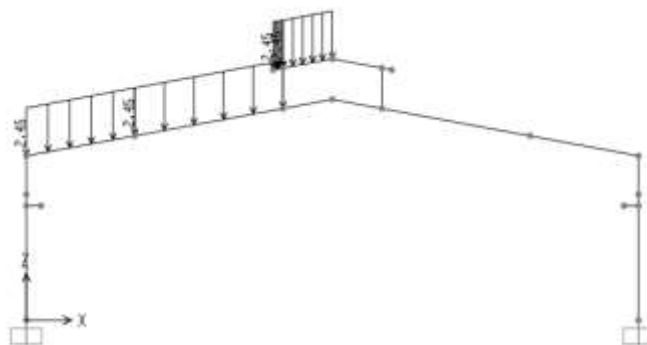
Hình 2.19 Khung H-20-100



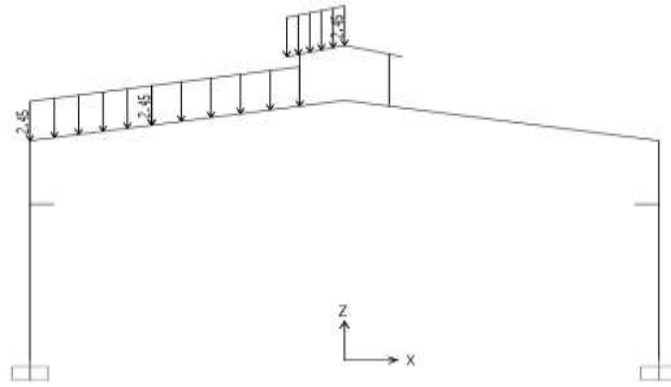
Hình 2.20 Khung H-26-100



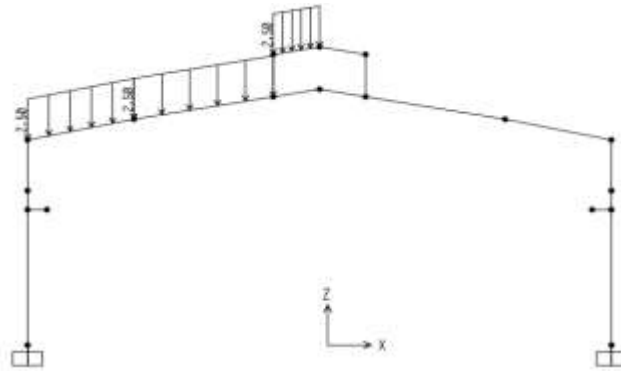
Hình 2.21 Khung H-32-100



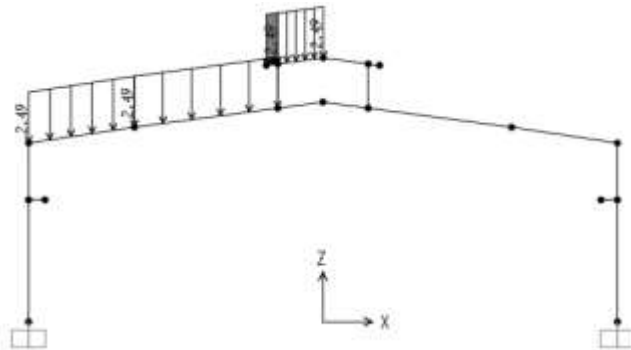
Hình 2.22 Khung H-38-100



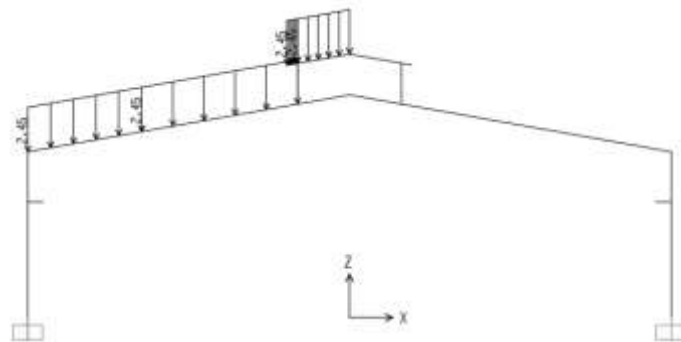
Hình 2.23 Khung S-20-200



Hình 2.24 Khung S-26-200

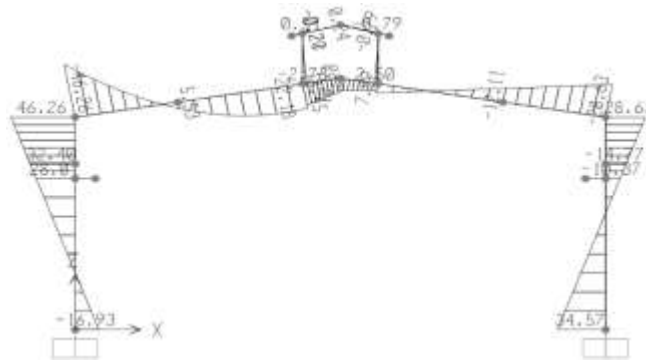


Hình 2.25 Khung S-32-200

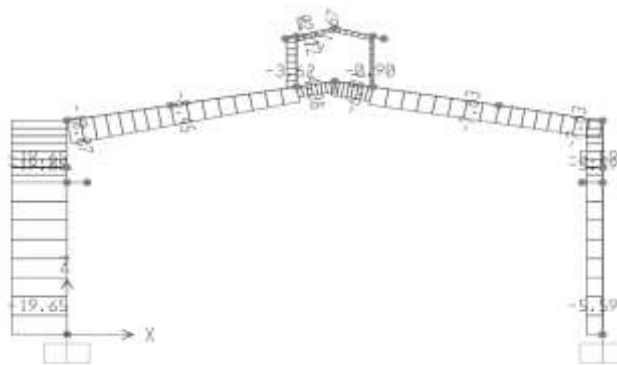


Hình 2.26 Khung S-38-200

2.2.2.2 Mô men uốn và lực dọc do hoạt tải mái tính toán ở nửa nhịp trái:

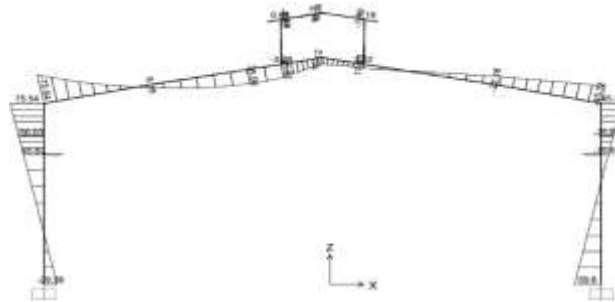


a) Mômen uốn (kNm)

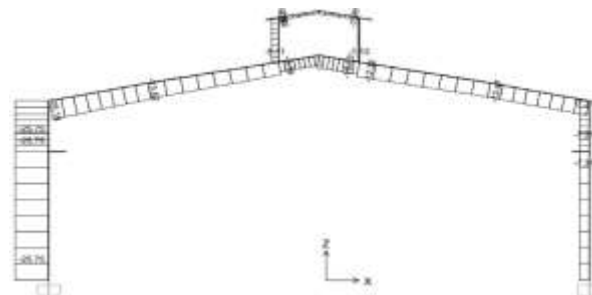


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.27 Khung H-20-100

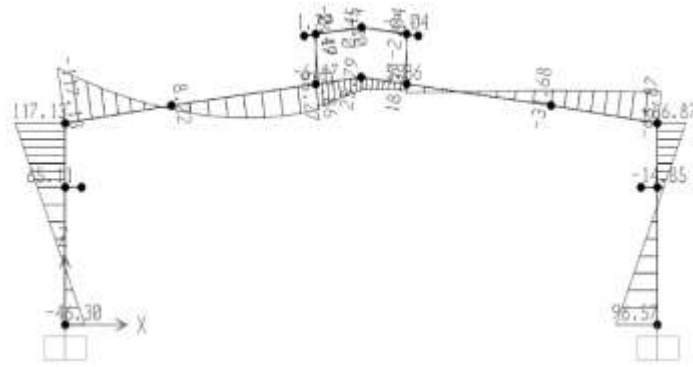


a) Mômen uốn (kNm)

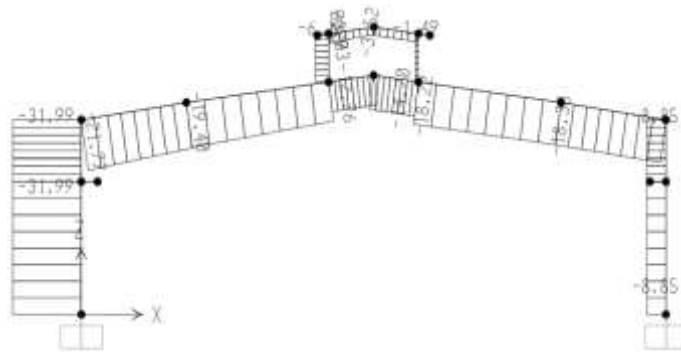


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.28 Khung H-26-100

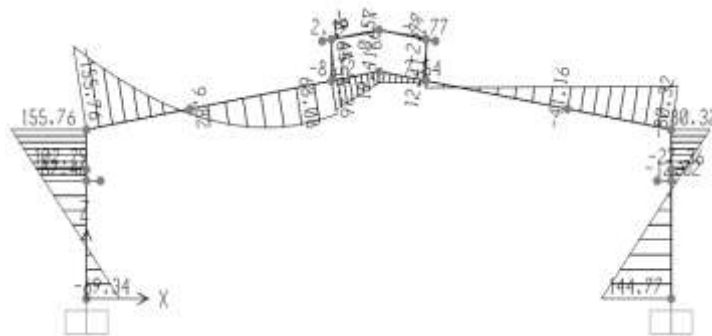


a) Mômen uốn (kNm)

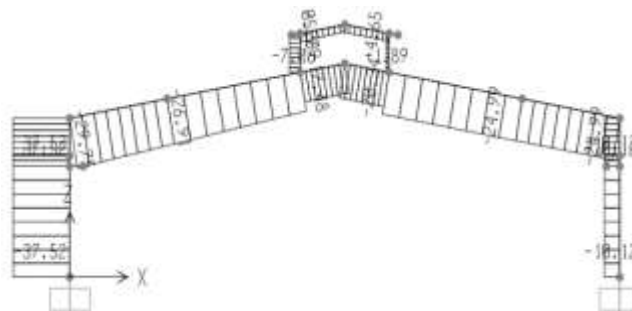


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.29 Khung H-32-100

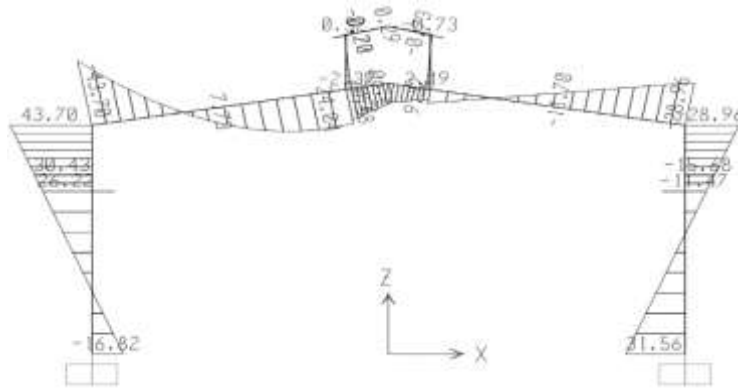


a) Mômen uốn (kNm)

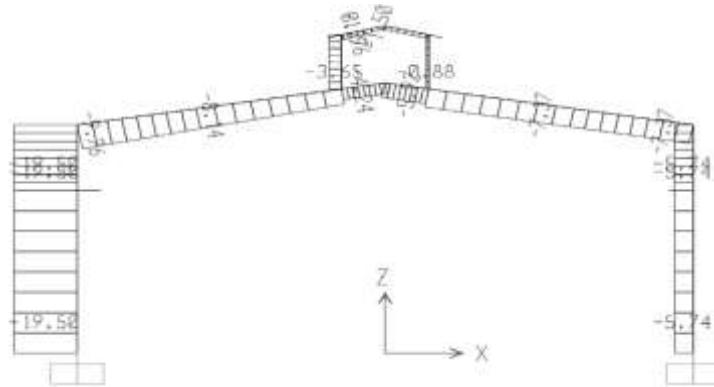


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.30 Khung H-38-100

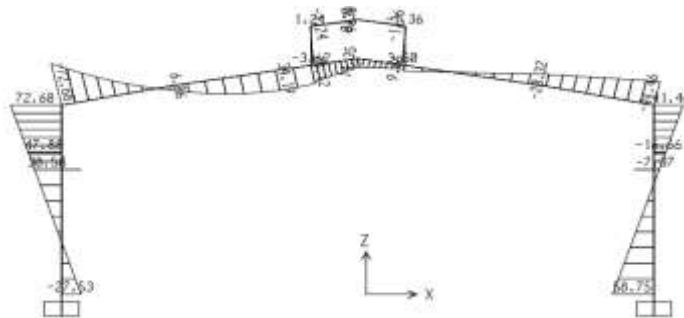


a) Mômen uốn (kNm)

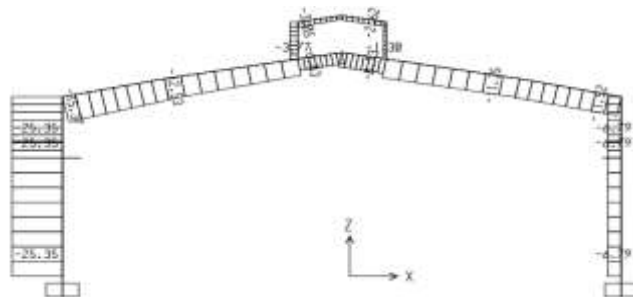


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.31 Khung S-20-200

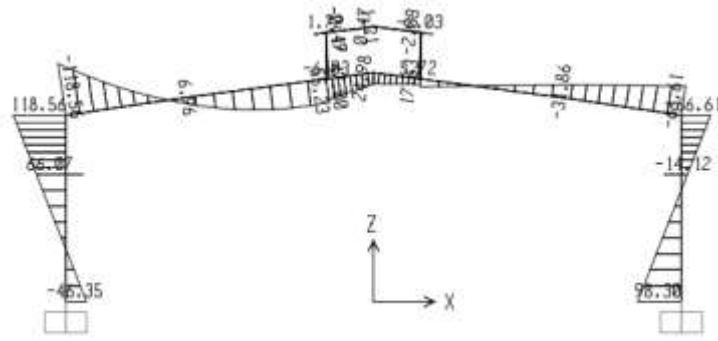


a) Mômen uốn (kNm)

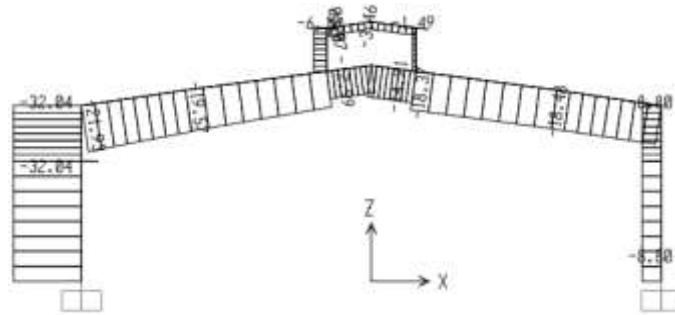


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.32 Khung S-26-200

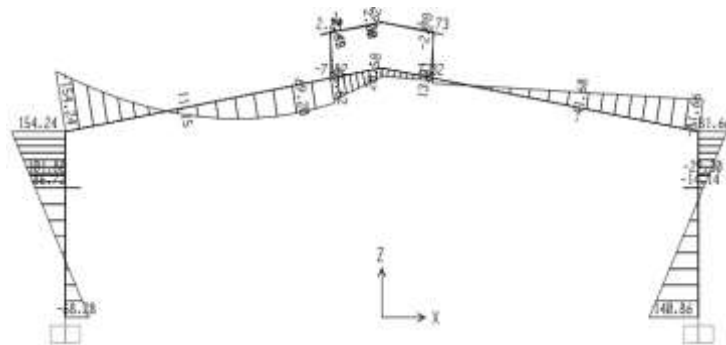


a) Mômen uốn (kNm)

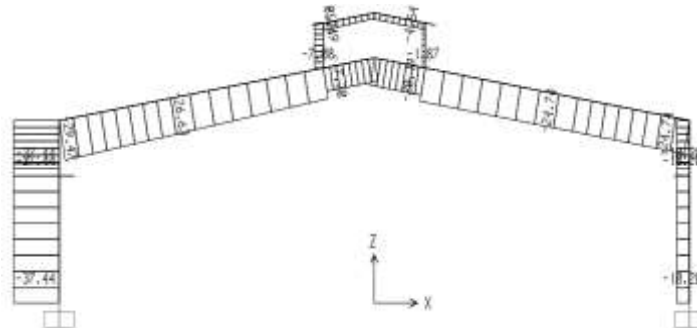


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.33 Khung S-32-200



a) Mômen uốn (kNm)



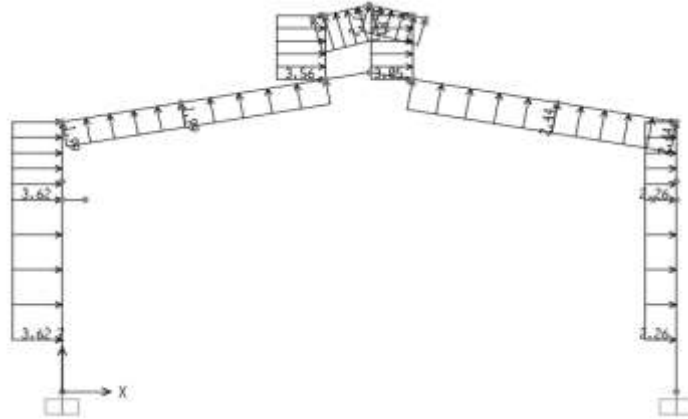
b) Lực dọc (kN)

Hình 2.34 Khung S-38-200

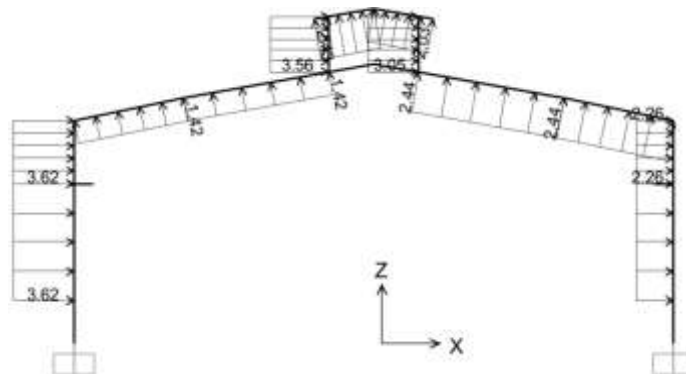
2.2.3 Tải trọng gió và nội lực trong khung

Vùng gió của Sơn La là IA, tương ứng với giá trị áp lực gió tiêu chuẩn là $0,55 \text{ kN/m}^2$ (TCVN 2737:1995). Có ba trường hợp tải trọng gió được xem xét tương ứng với gió thổi theo phương ngang nhà từ bên trái hoặc từ bên phải và gió thổi theo phương dọc nhà. Công trình được xây dựng ở vùng địa hình bị che chắn mạnh (địa hình dạng C). Hệ số vượt tải là 1,2.

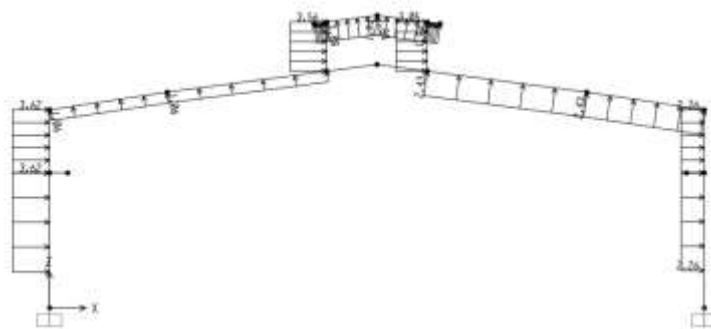
2.2.3.1 Tải trọng gió tính toán thổi ngang nhà từ trái sang phải:



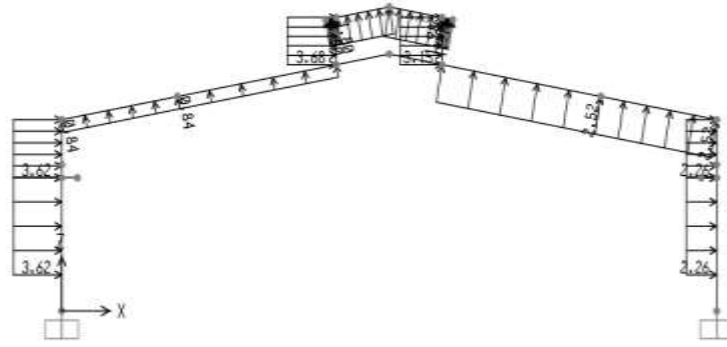
Hình 2.35 Khung H-20-100



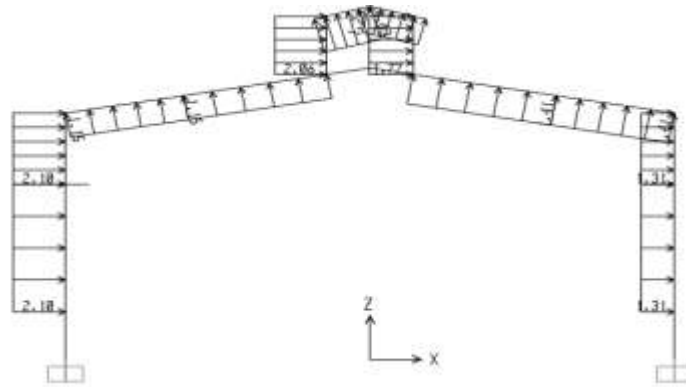
Hình 2.36 Khung H-26-100



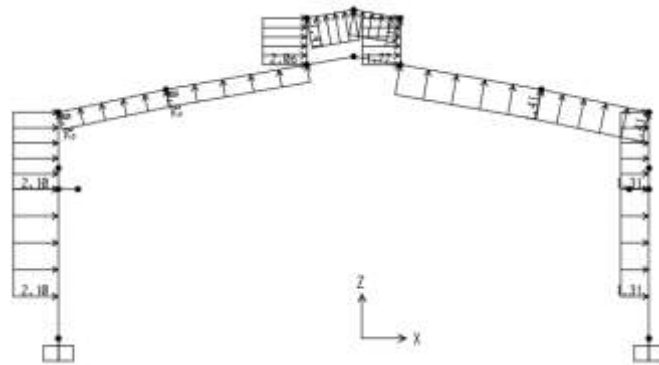
Hình 2.37 Khung H-32-100



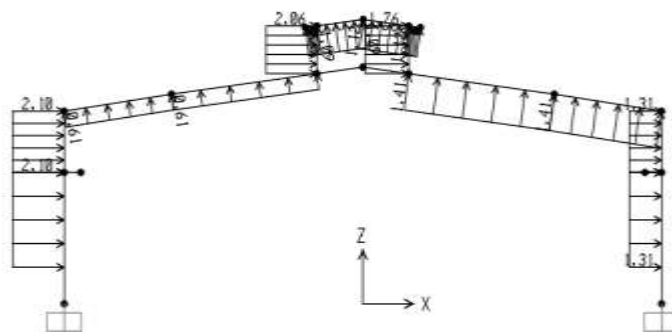
Hình 2.38 Khung H-38-100



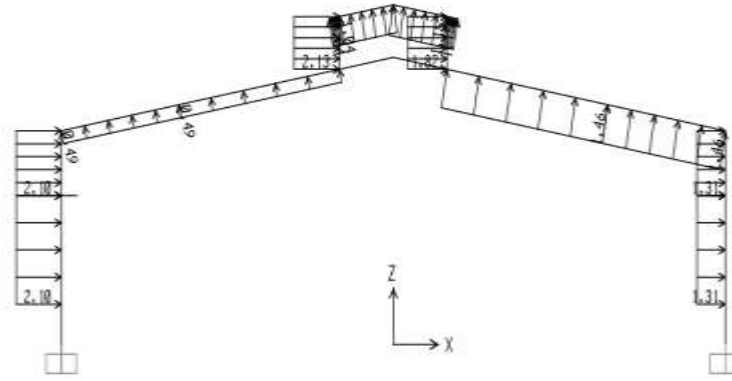
Hình 2.39 Khung S-20-200



Hình 2.40 Khung S-26-200

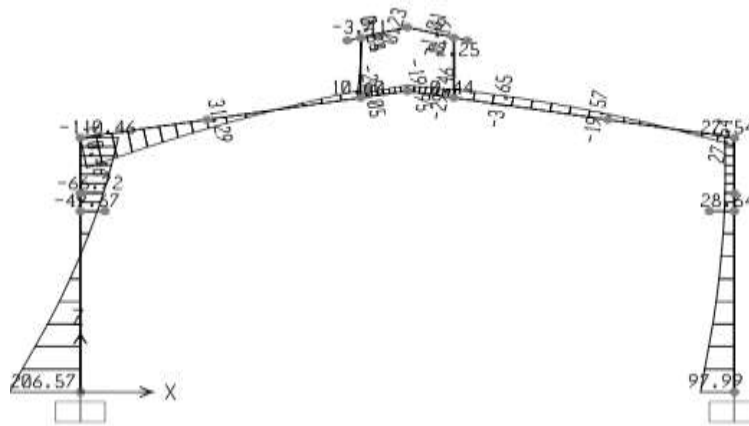


Hình 2.41 Khung S-32-200

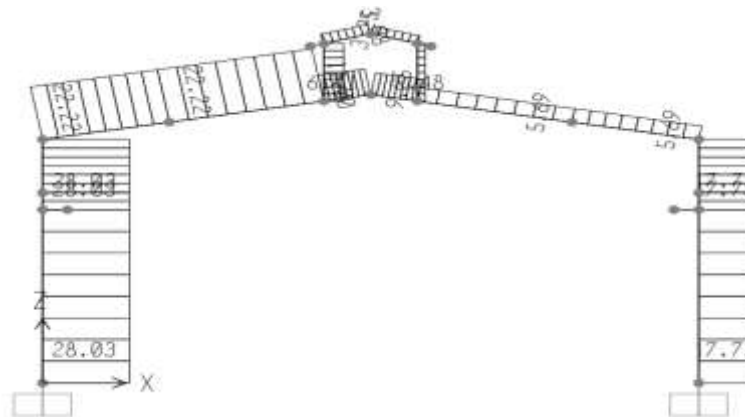


Hình 2.42 Khung S-38-200

2.2.3.2 Mô men uốn và lực dọc do tải trọng gió tính toán thổi ngang nhà từ trái sang phải:

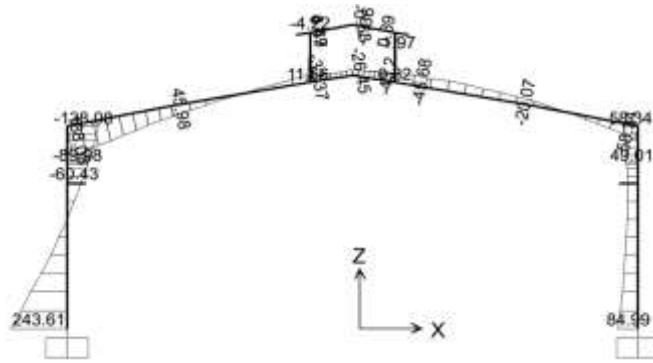


a) Mômen uốn (kNm)

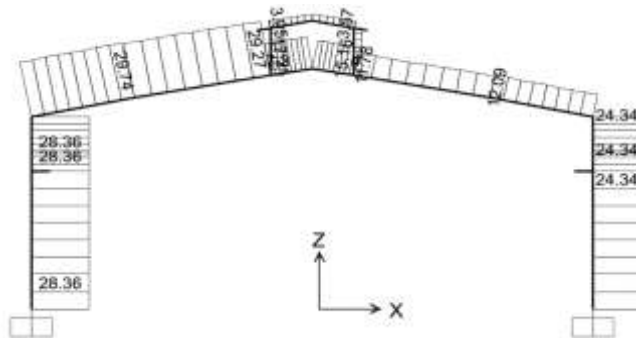


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.43 Khung H-20-100

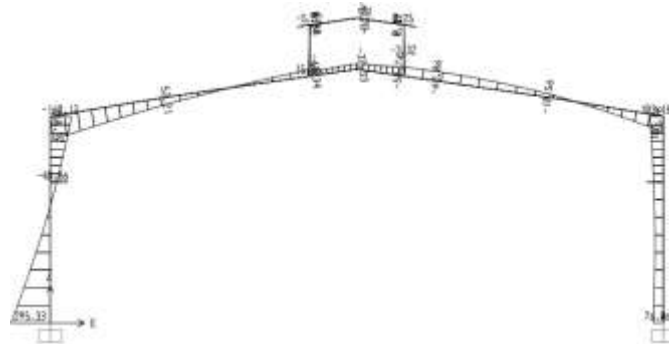


a) Mômen uốn (kNm)

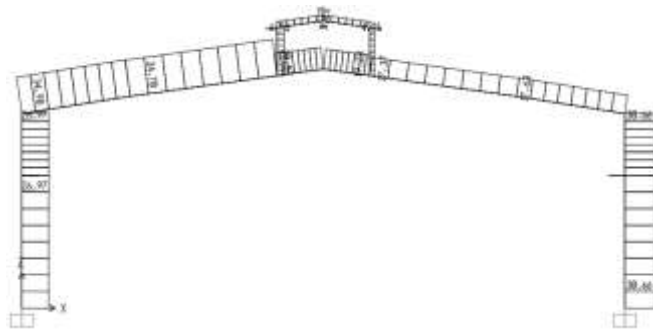


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.44 Khung H-26-100

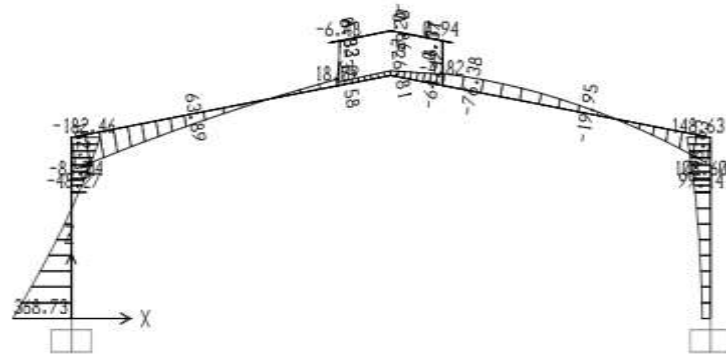


a) Mômen uốn (kNm)



b) Lực dọc (kN)

Hình 2.45 Khung H-32-100

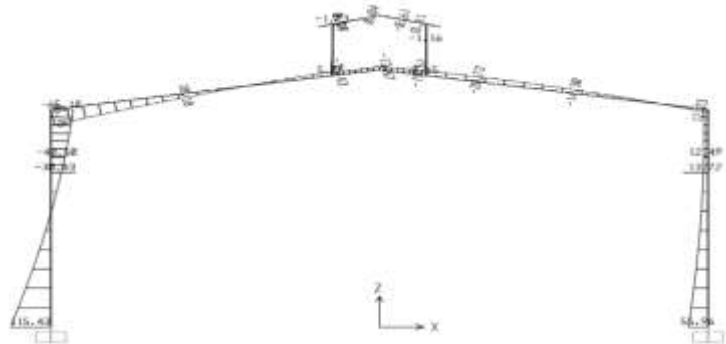


a) Mômen uốn (kNm)

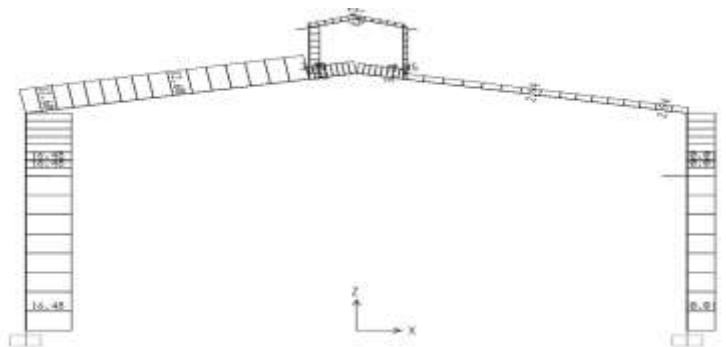


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.46 Khung H-38-100

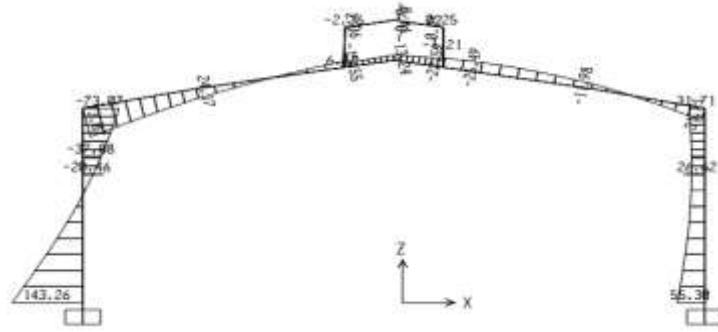


a) Mômen uốn (kNm)

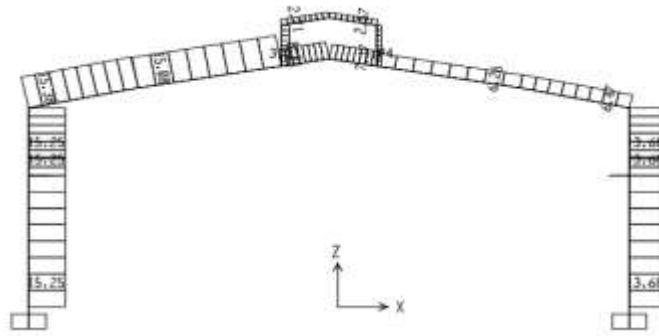


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.47 Khung S-20-200

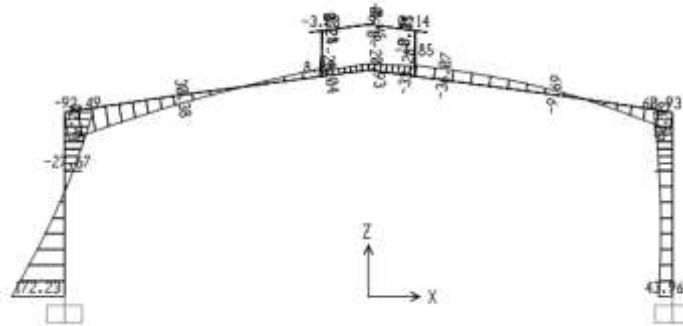


a) Mômen uốn (kNm)

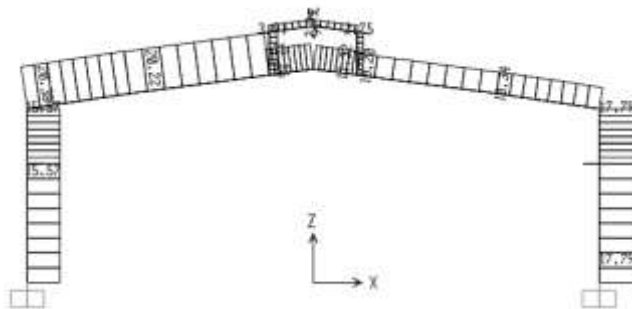


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.48 Khung S-26-200

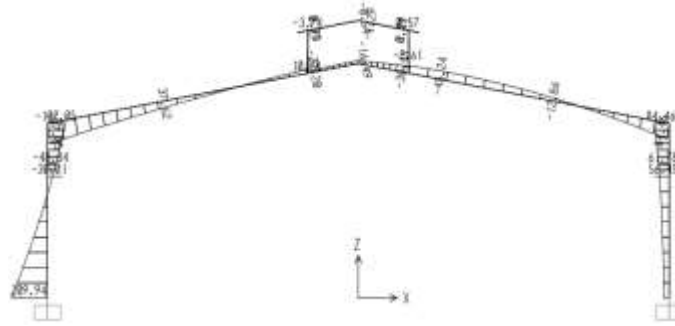


a) Mômen uốn (kNm)

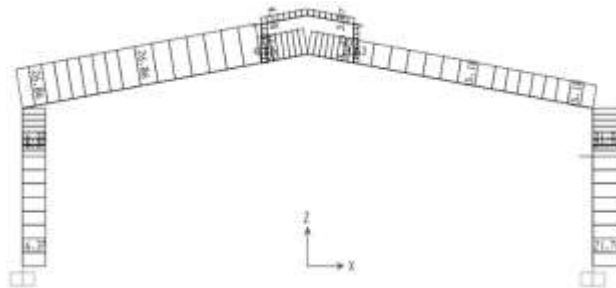


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.49 Khung S-32-200



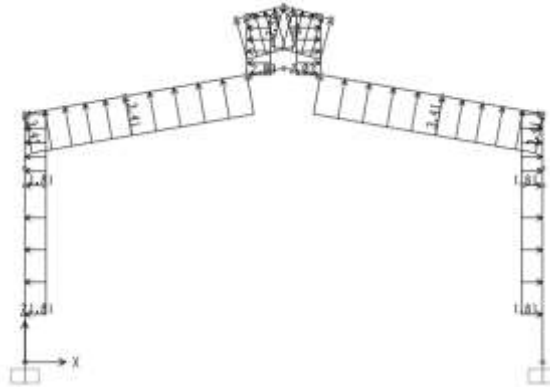
a) Mômen uốn (kNm)



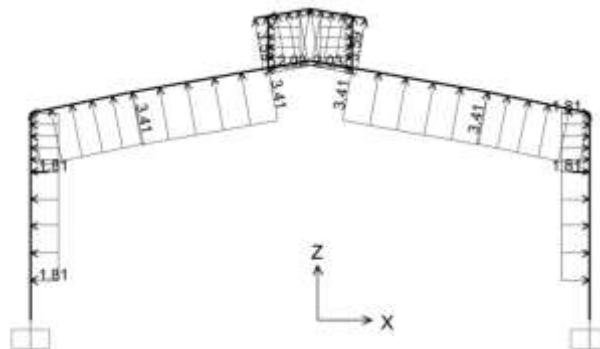
b) Lực dọc (kN)

Hình 2.50 Khung S-38-200

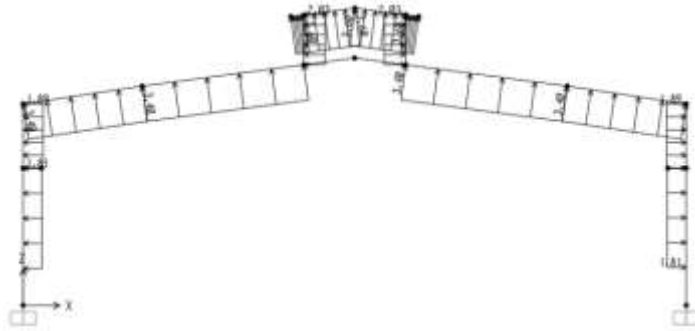
2.2.3.3 Tải trọng gió tính toán thổi dọc nhà:



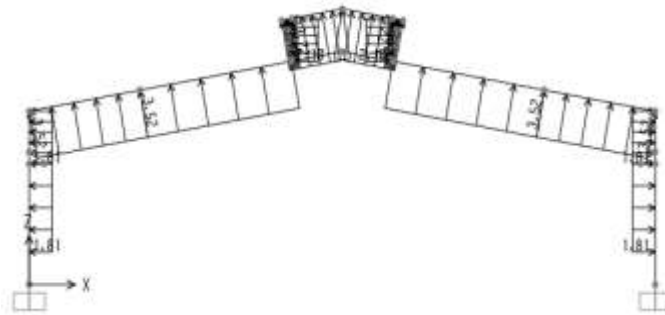
Hình 2.51 Khung H-20-100



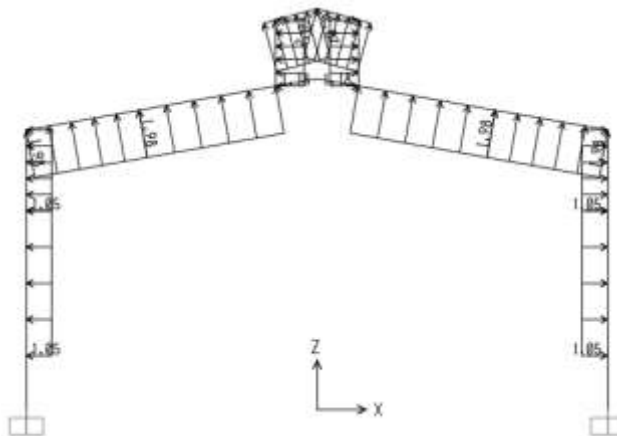
Hình 2.52 Khung H-26-100



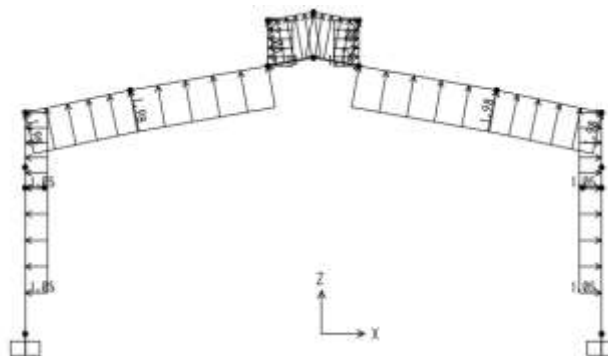
Hình 2.53 Khung H-32-100



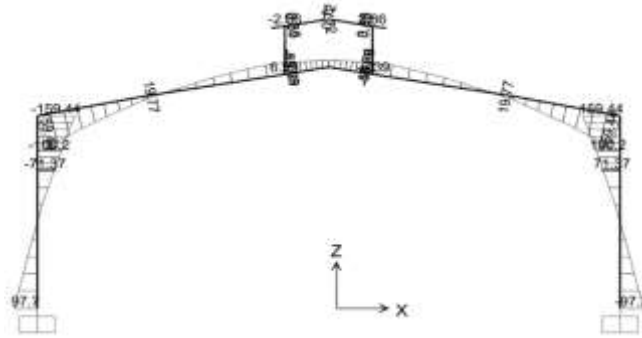
Hình 2.54 Khung H-38-100



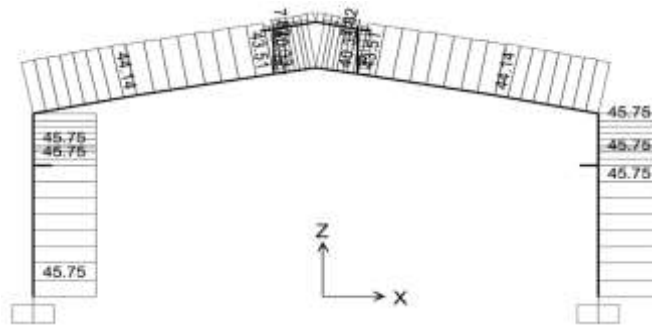
Hình 2.55 Khung S-20-200



Hình 2.56 Khung S-26-200

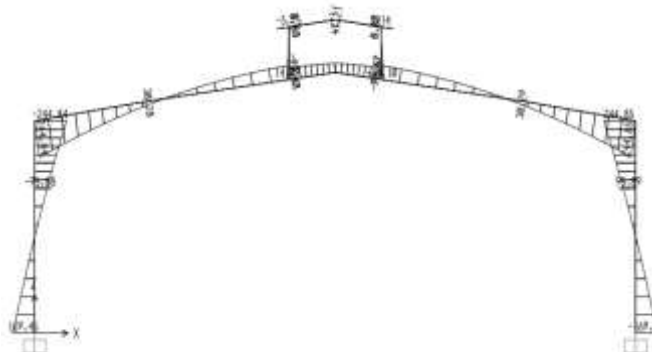


a) Mômen uốn (kNm)

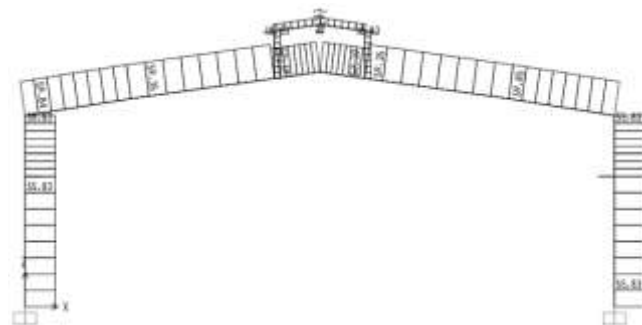


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.60 Khung H-26-100

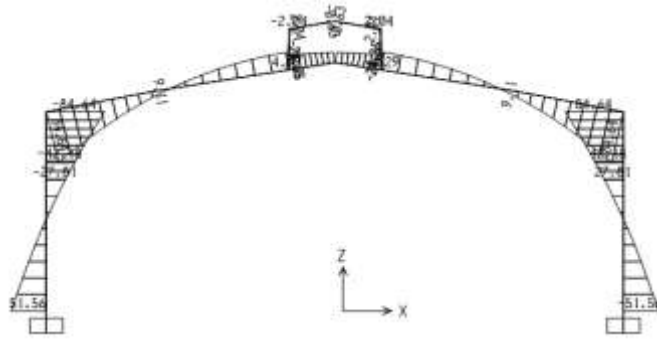


a) Mômen uốn (kNm)

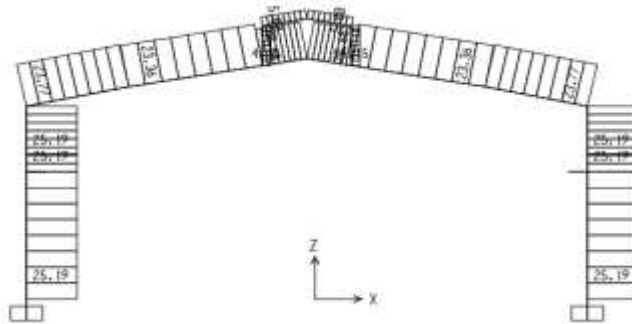


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.61 Khung H-32-100

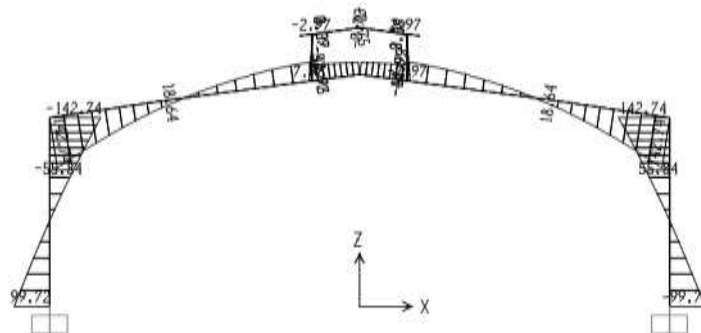


a) Mômen uốn (kNm)

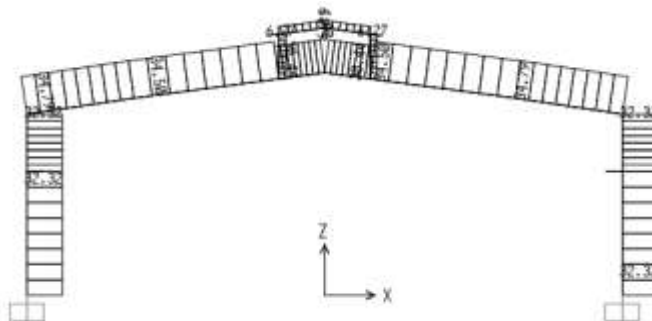


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.64 Khung S-26-200

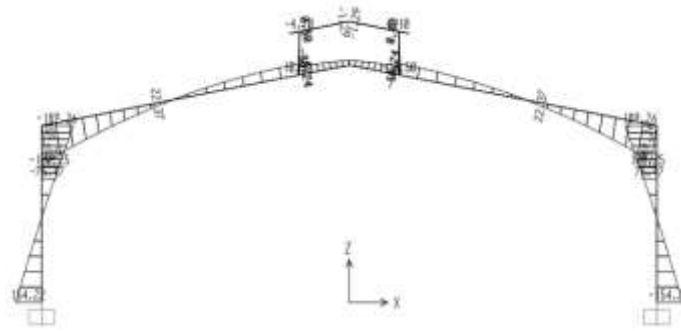


a) Mômen uốn (kNm)

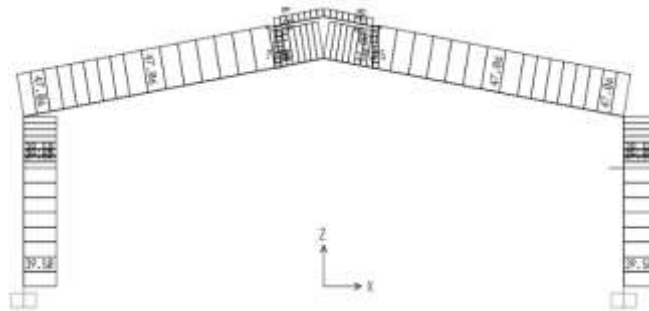


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.65 Khung S-32-200



a) Mômen uốn (kNm)



b) Lực dọc (kN)

Hình 2.66 Khung S-38-200

2.2.4 Tải trọng cầu trục và nội lực trong khung

Bảng 2.2 Tải trọng tính toán từ cầu trục (kN)

Khung	D_{max}	D_{min}	T_{max}	W_{cb}
H-20-100	171,48	42,74	7,12	44,02
H-26-100	185,66	63,44	6,52	67,47
H-32-100	198,50	88,78	5,93	95,32
H-38-100	208,54	106,78	5,49	114,86
S-20-200	318,34	67,58	13,99	66,84
S-26-200	322,62	83,30	12,94	88,34
S-32-200	321,05	108,44	11,53	115,99
S-38-200	325,08	124,28	10,80	134,3

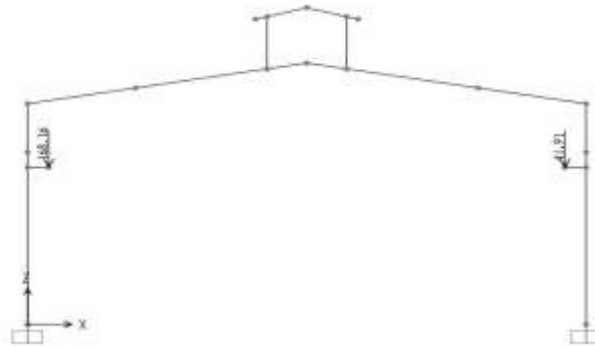
Tải trọng từ cầu trục gồm hai thành phần tác dụng theo phương đứng và phương ngang. Thành phần theo phương đứng gồm trọng lượng của bản thân cầu trục, xe con và vật nâng. Thành phần này tác dụng lên hai vai cột trong mỗi nhịp khung với giá trị lớn nhất D_{max} ở vai cột này thì giá trị nhỏ nhất D_{min} tương ứng ở vai cột kia. Thành phần theo phương ngang là lực hãm của xe con T_{max} truyền vào cột ở cao trình dầm hãm theo phương ngang và

trong mặt phẳng khung. Các giá trị này được xác định tương ứng với trường hợp có 2 cầu trục cùng làm việc ở mỗi nhịp khung. Hệ số vượt tải là 1,1.

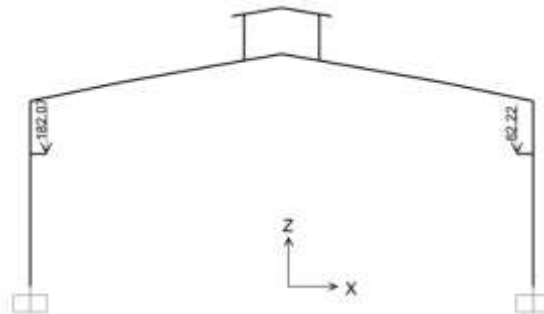
Bảng 2.2 trình bày kết quả tính toán thành phần tải trọng lớn nhất D_{max} và nhỏ nhất D_{min} nhận được từ cầu trục tương ứng truyền xuống vai cột trái và phải, và đồng thời lực xô ngang lớn nhất T_{max} truyền vào cột ở cao trình đỉnh dầm đỡ cầu trục, trong đó W_{cb} là trọng lượng bản thân của hai cầu trục.

Đối với các khung một nhịp, có hai trường hợp tải trọng từ cầu trục tác dụng lên khung như sau: 1) D_{max} tác dụng ở vai cột trái và D_{min} ở vai cột phải; 2) D_{min} tác dụng ở vai cột trái và D_{max} ở vai cột phải.

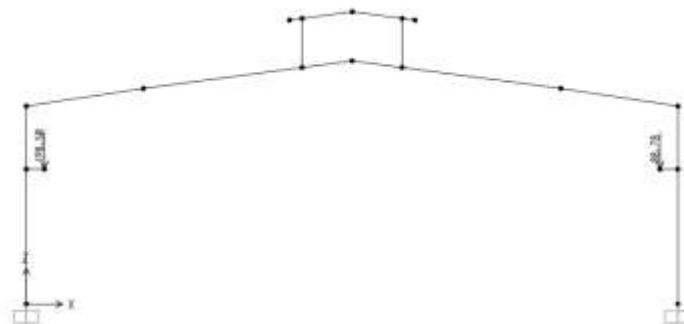
2.2.4.1 Tải trọng cầu trục tính toán tác dụng lên khung, D_{max} ở cột trái và D_{min} ở cột phải:



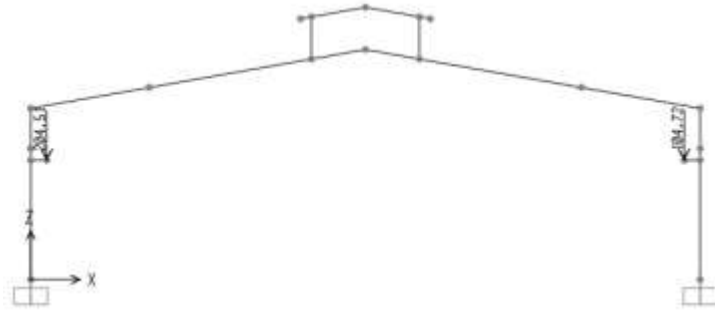
Hình 2.67 Khung H-20-100



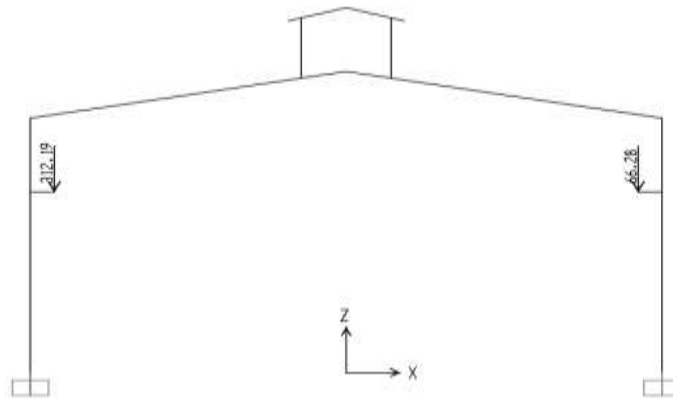
Hình 2.68 Khung H-26-100



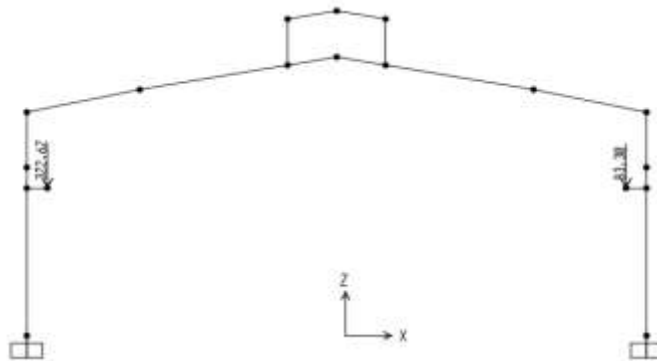
Hình 2.69 Khung H-32-100



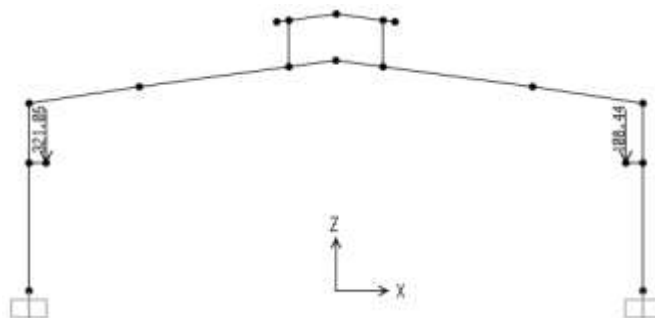
Hình 2.70 Khung H-38-100



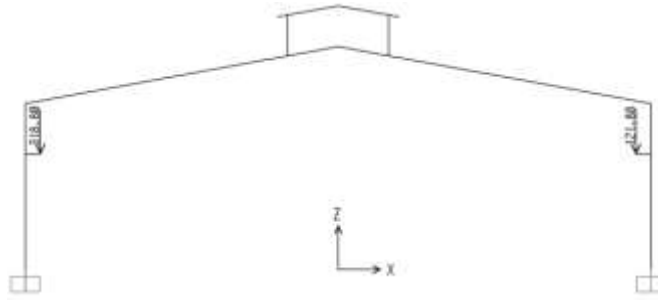
Hình 2.71 Khung S-20-200



Hình 2.72 Khung S-26-200

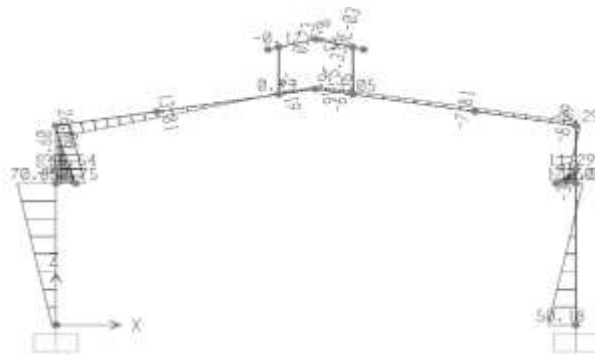


Hình 2.73 Khung S-32-200

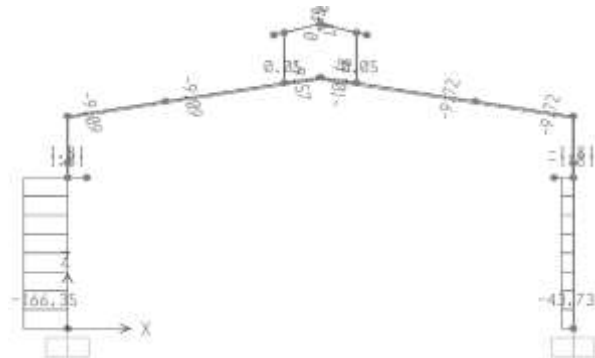


Hình 2.74 Khung S-38-200

2.2.4.2 Mô men uốn và lực dọc do tải trọng cầu trục tính toán tác dụng lên khung, D_{max} ở cột trái và D_{min} ở cột phải:

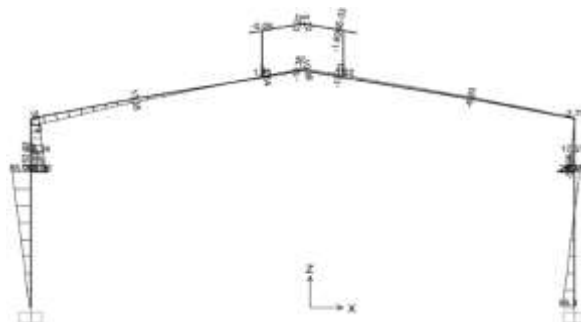


a) Mômen uốn (kNm)

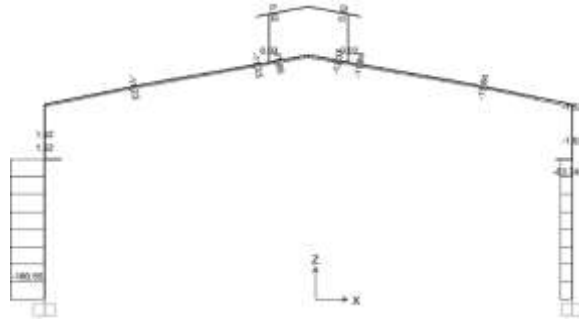


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.75 Khung H-20-100

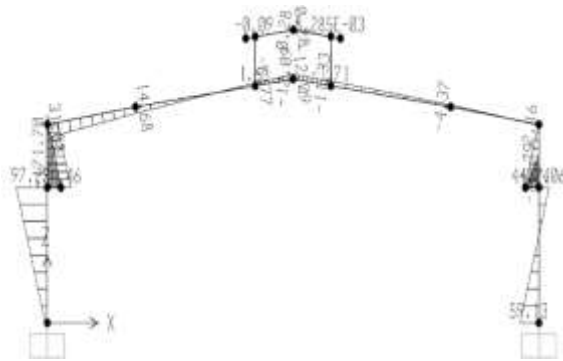


a) Mômen uốn (kNm)

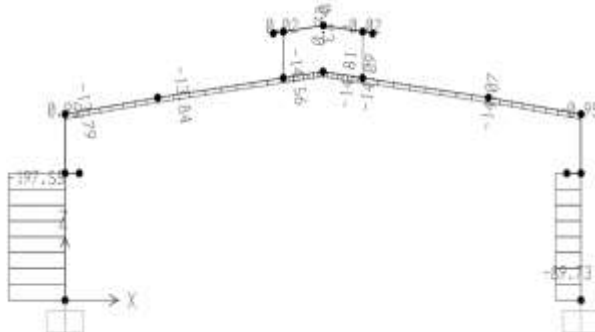


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.76 Khung H-26-100

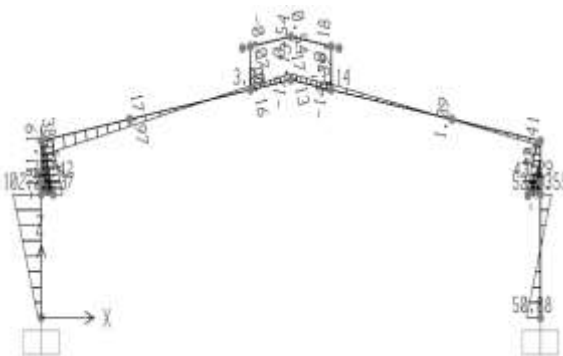


a) Mômen uốn (kNm)

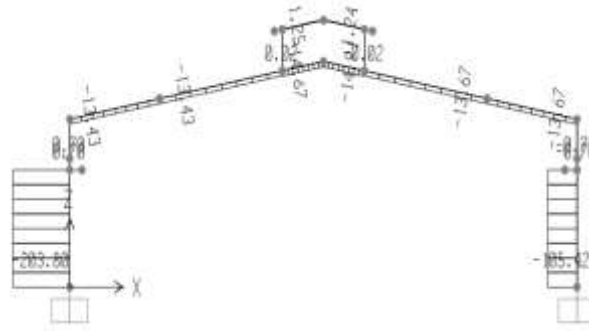


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.77 Khung H-32-100

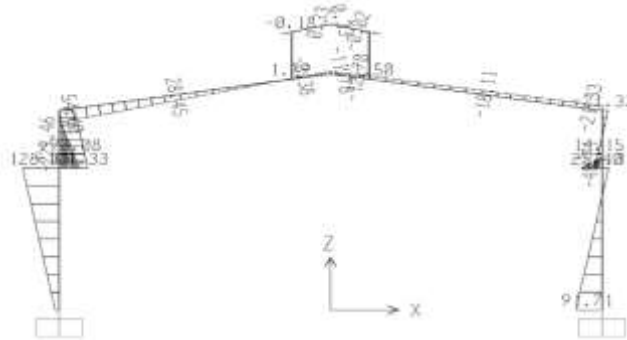


a) Mômen uốn (kNm)

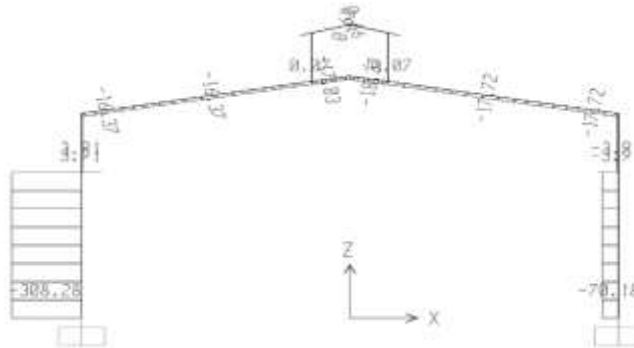


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.78 Khung H-38-100

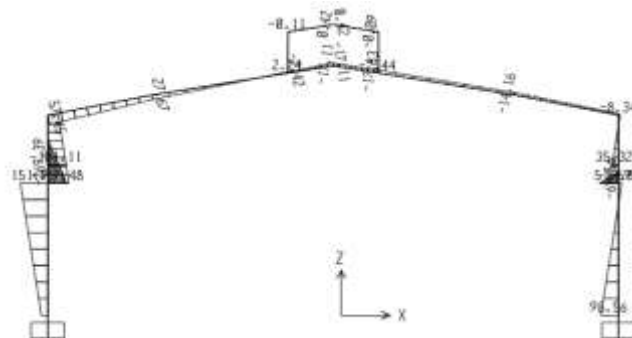


a) Mômen uốn (kNm)

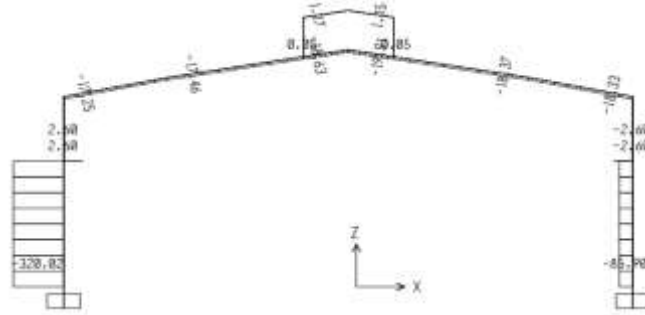


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.79 Khung S-20-200

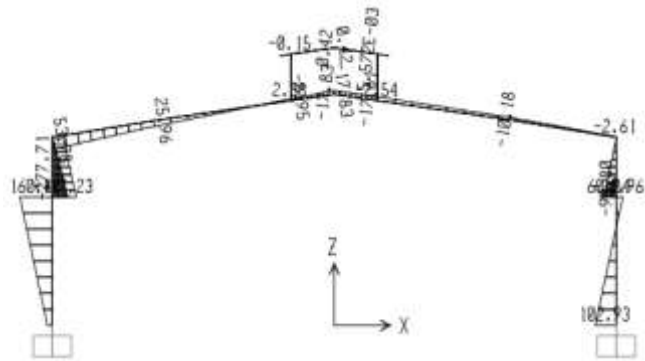


a) Mômen uốn (kNm)

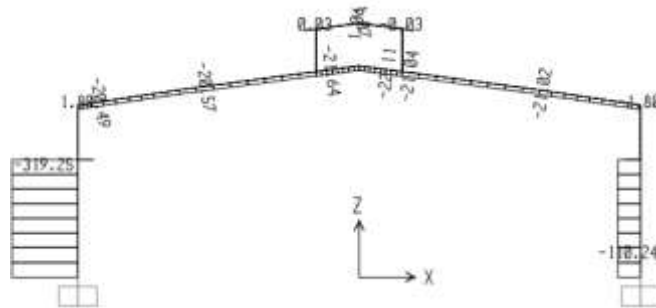


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.80 Khung S-26-200

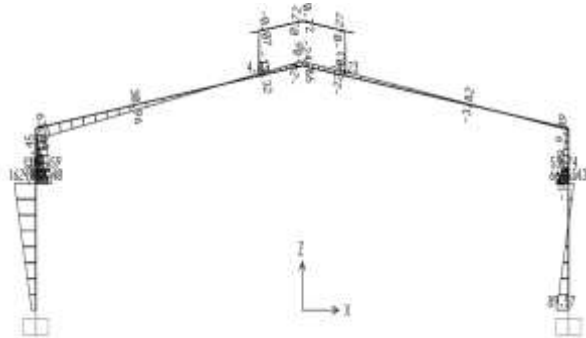


a) Mômen uốn (kNm)

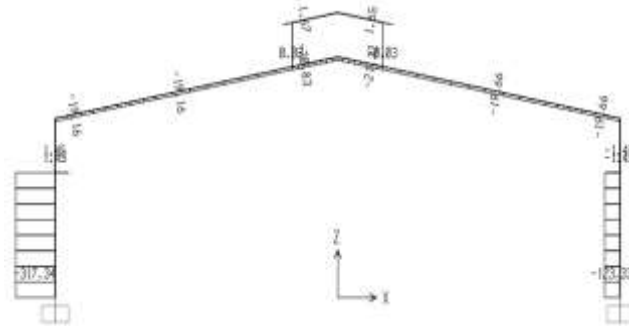


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.81 Khung S-32-200



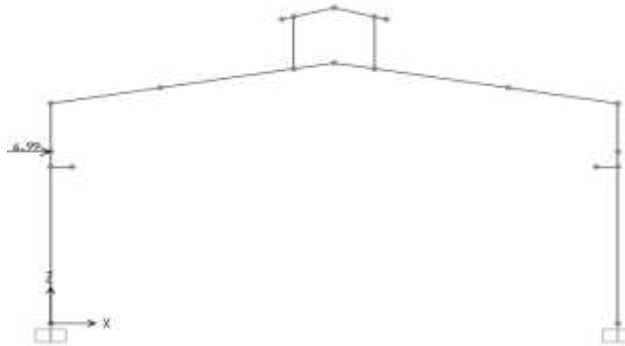
a) Mômen uốn (kNm)



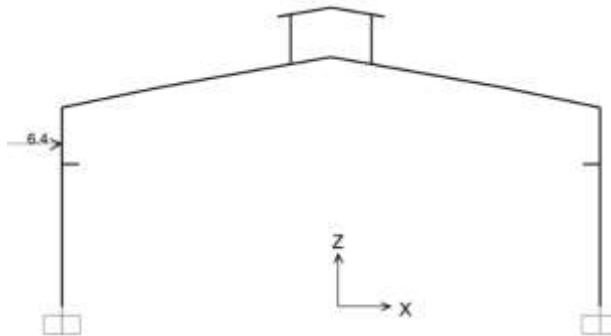
b) Lực dọc (kN)

Hình 2.82 Khung S-38-200

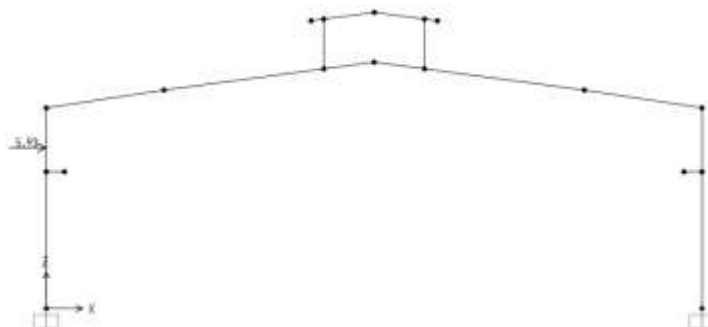
2.2.4.3 Tải trọng cầu trục tính toán T_{max} ở cột trái:



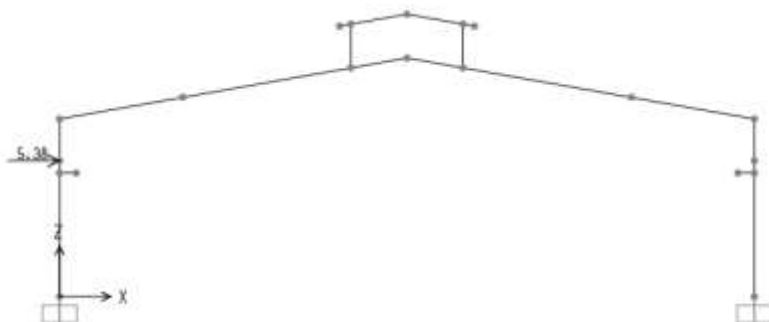
Hình 2.83 Khung H-20-100



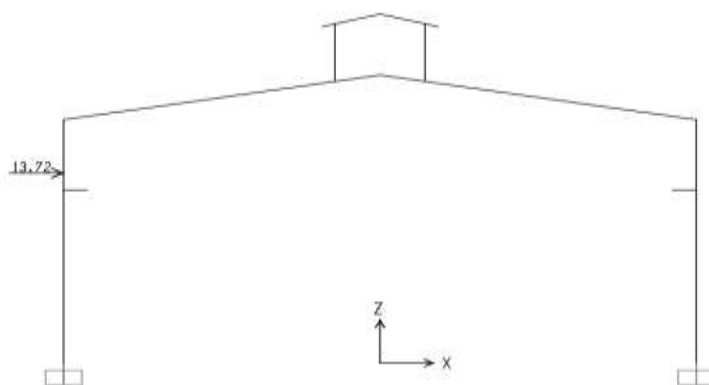
Hình 2.84 Khung H-26-100



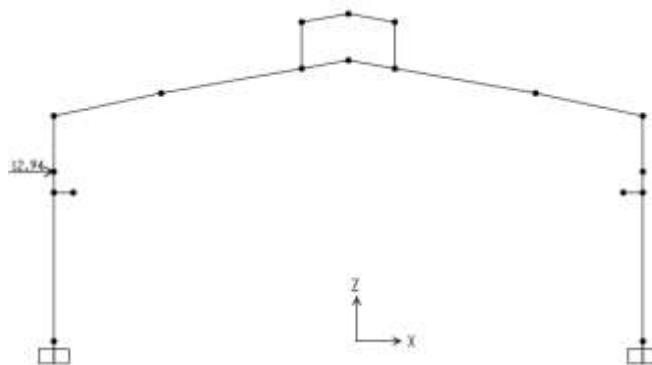
Hình 2.85 Khung H-32-100



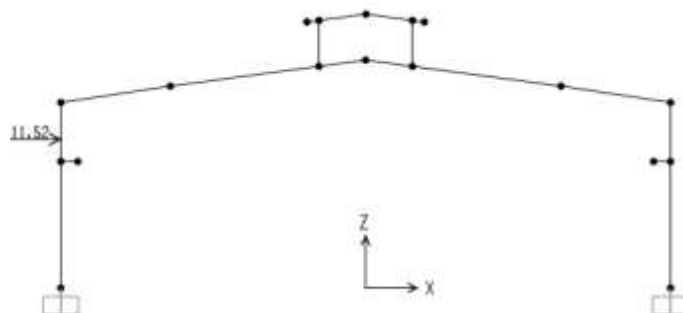
Hình 2.86 Khung H-38-100



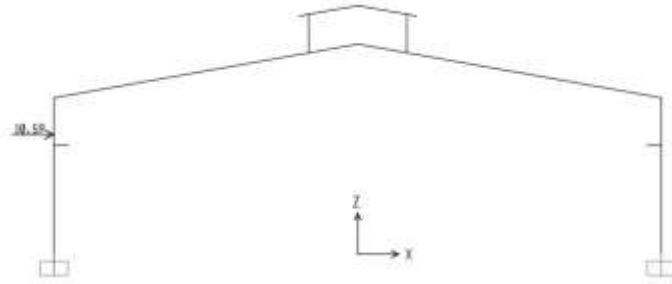
Hình 2.87 Khung S-20-200



Hình 2.88 Khung S-26-200

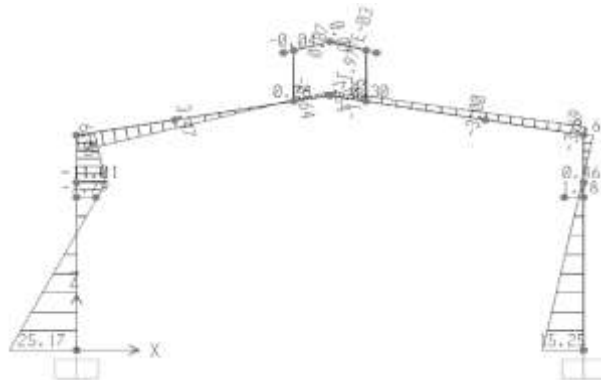


Hình 2.89 Khung S-32-200

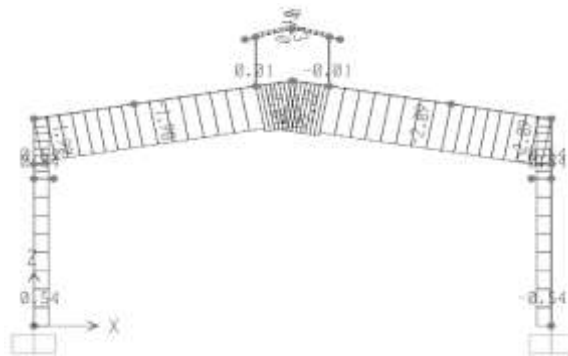


Hình 2.90 Khung S-38-200

2.2.4.4 Mô men uốn và lực dọc do tải trọng cầu trục tính toán T_{max} ở cột trái:

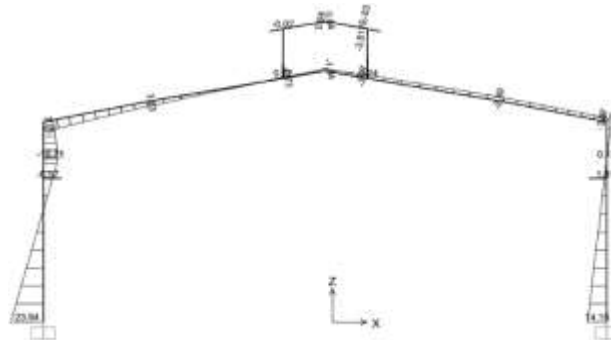


a) Mômen uốn (kNm)

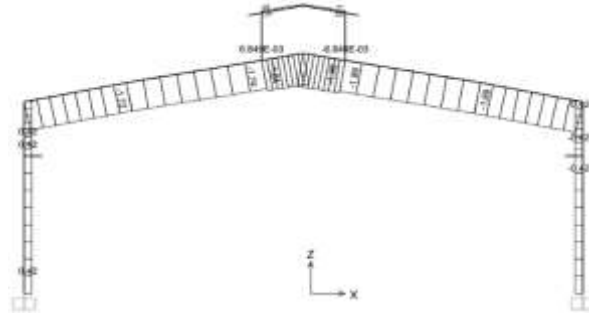


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.91 Khung H-20-100

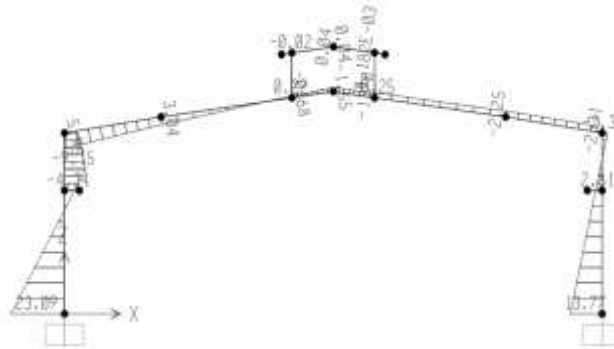


a) Mômen uốn (kNm)

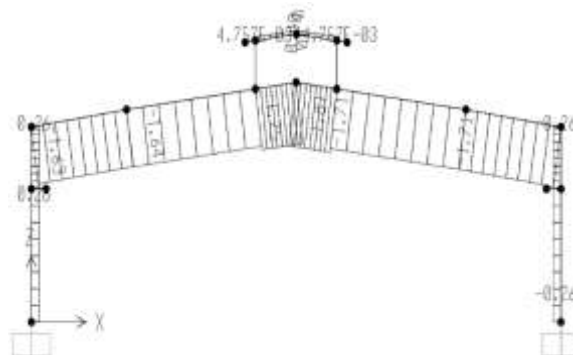


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.92 Khung H-26-100

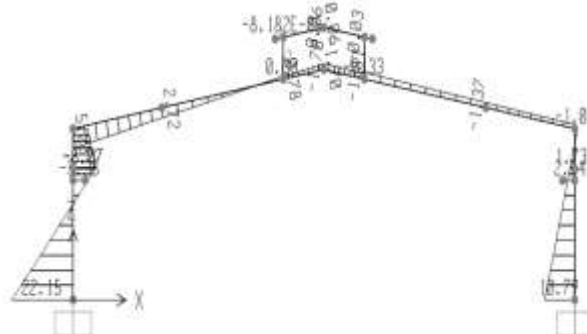


a) Mômen uốn (kNm)

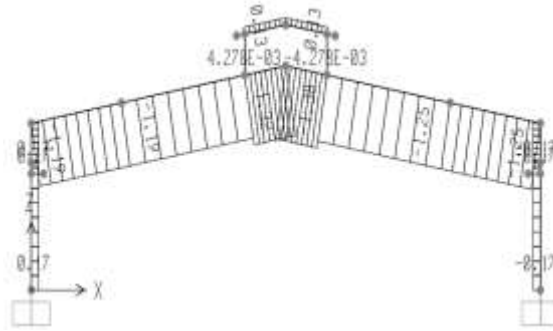


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.93 Khung H-32-100

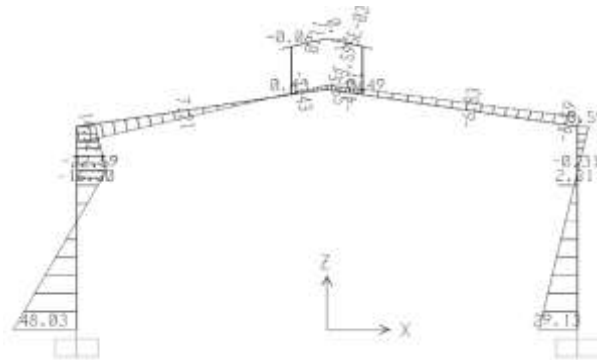


a) Mômen uốn (kNm)

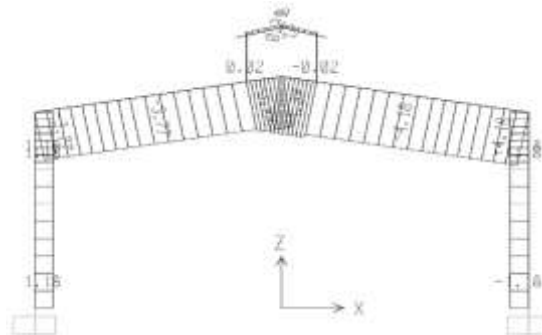


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.94 Khung H-38-100

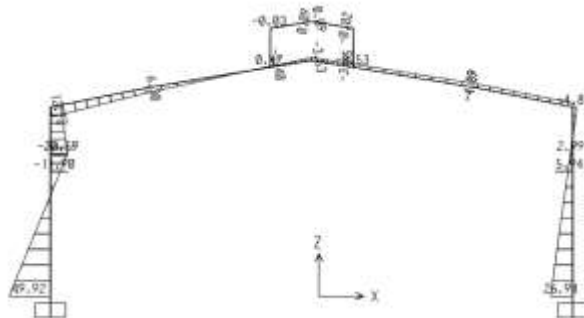


a) Mômen uốn (kNm)

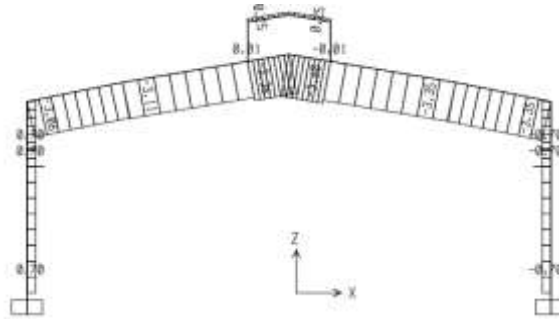


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.95 Khung S-20-200

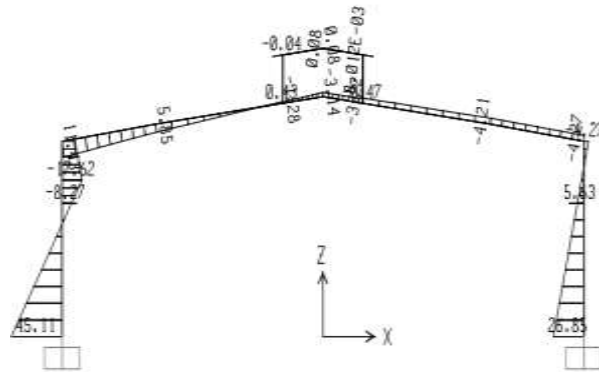


a) Mômen uốn (kNm)

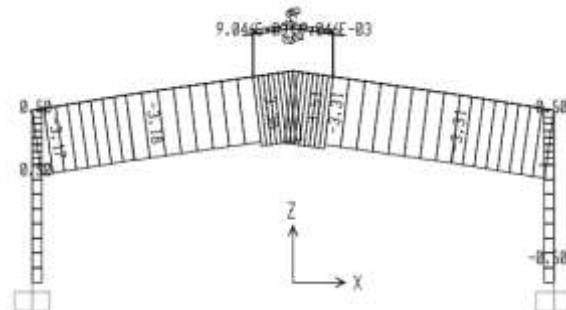


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.96 Khung S-26-200

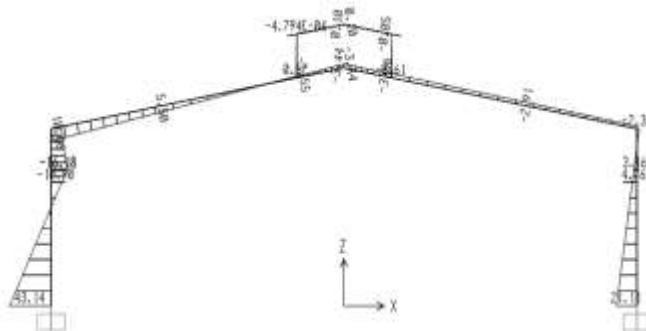


a) Mômen uốn (kNm)

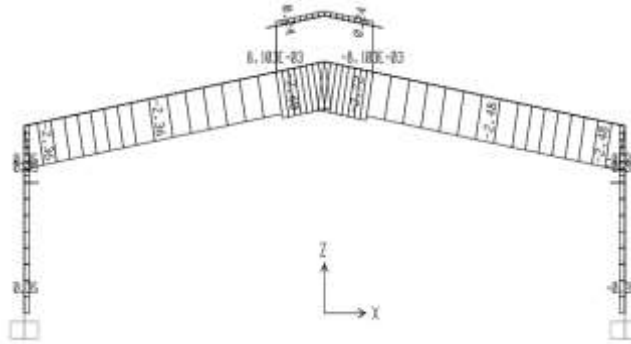


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.97 Khung S-32-200



a) Mômen uốn (kNm)



b) Lực dọc (kN)

Hình 2.98 Khung S-38-200

2.3 Tính toán thiết kế khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió

2.3.1 Xác định kích thước tiết diện ngang của cột và dầm khung

Bảng 2.3 trình bày kết quả xác định kích thước tiết diện ngang của dầm và cột khung được tính toán thiết kế chịu các trường hợp tổ hợp nội lực do tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió.

Bảng 2.3 Kích thước tiết diện ngang của cột và dầm khung một nhịp (mm)

Khung	Bản cánh cột	Bản bụng cột	Bản cánh dầm	Bản bụng dầm	
				Đầu dầm	Giữa dầm
H-20-100	300 x 10	550 x 10	300 x 10	480 x 8	300 x 8
H-26-100	300 x 10	650 x 8	300 x 10	650 x 8	400 x 8
H-32-100	300 x 10	680 x 10	300 x 10	600 x 8	430 x 8
H-38-100	300 x 12	730 x 10	300 x 10	650 x 8	480 x 8
S-20-200	300 x 10	550 x 10	300 x 10	500 x 8	350 x 8
S-26-200	300 x 10	660 x 8	300 x 10	580 x 8	380 x 8
S-32-200	300 x 10	700 x 10	300 x 10	620 x 8	430 x 8
S-38-200	300 x 12	730 x 10	300 x 10	670 x 8	500 x 8

2.3.2 Xác định chuyển vị ngang và đứng của khung do tĩnh tải và gió

Bảng 2.4 trình bày kết quả tính chuyển vị ngang và đứng của khung do tĩnh tải.

Bảng 2.5 trình bày kết quả tính chuyển vị ngang và đứng của khung do tải trọng gió gây ra.

Bảng 2.4 Chuyển vị ngang và đứng của khung một nhịp do tĩnh tải (mm)

TT	Khung	Do tĩnh tải	
		Chuyển vị ngang ở đỉnh cột	Chuyển vị đứng ở giữa dầm
1	H-20-100	-3,588231	-21,064698
2	H-26-100	-5,497945	-30,552715
3	H-32-100	-8,614378	-64,518794
4	H-38-100	-12,335316	-72,977496
5	S-20-200	-3,14216	-18,504807
6	S-26-200	-3,838543	-20,968549
7	S-32-200	-8,41133	-63,148041
8	S-38-200	-11,795048	-69,857661

Bảng 2.5 Chuyển vị ngang và đứng của khung một nhịp do tải trọng gió (mm)

TT	Khung	Tác dụng theo phương ngang nhà		Tác dụng theo phương dọc nhà	
		Chuyển vị ngang ở đỉnh cột	Chuyển vị đứng ở giữa dầm	Chuyển vị ngang ở đỉnh cột	Chuyển vị đứng ở giữa dầm
1	H-20-100	27,227063	19,162999	4,15564	24,616477
2	H-26-100	27,771624	32,567557	6,395816	35,885858
3	H-32-100	30,303596	65,746863	10,758038	81,05377
4	H-38-100	27,391341	47,201545	15,007595	89,391386
5	S-20-200	14,668289	9,648746	2,074784	12,34179
6	S-26-200	16,212762	19,184962	3,929638	21,614579
7	S-32-200	16,328871	38,412716	6,021422	45,483346
8	S-38-200	15,388352	26,044972	8,26784	49,3108

2.3.3 Kiểm tra khả năng chịu lực của các cấu kiện kết cấu dưới tác dụng của các tải trọng tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và tải gió

Bảng 2.6 và 2.7 chỉ ra kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong cột chịu nén uốn khi tính theo yêu cầu về ổn định tổng thể trong và ngoài mặt phẳng khung cho các khung khảo sát.

Kết quả này tương ứng với các cặp nội lực nguy hiểm nhất do tải trọng tính toán gây ra. Các ký hiệu trong bảng như sau: N là lực nén dọc trục, M_x là mô men uốn xung quanh trục x (trục vuông góc với bản bụng), φ_e là hệ số uốn dọc trục trong mặt phẳng khung ngang và φ_y là hệ số uốn dọc trục ngoài mặt phẳng khung ngang. Các giá trị ở trong ngoặc đơn là phần trăm giữa ứng suất pháp lớn nhất trong cột khi tính theo yêu cầu về ổn định tổng thể so với cường độ chịu nén tính toán của thép là 21 kN/cm².

Kết quả tính ở Bảng 2.6 và 2.7 đã chỉ ra rằng: ứng suất pháp lớn nhất trong cột khi tính theo ổn định tổng thể trong mặt phẳng khung đạt từ 48% đến 67% (chỉ riêng cột biên khung S-2-26-200 đạt 89%) so với cường độ chịu nén của thép; và tương tự, ứng suất pháp lớn nhất trong cột khi tính theo ổn định tổng thể ngoài mặt phẳng khung đạt từ 34% đến 54% (chỉ riêng cột biên và giữa khung S-2-32-200 tương ứng đạt 71% và 81%). Trong khi đó, chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột đạt từ 91% đến 100% so với chuyển vị ngang cho phép (Bảng 2.5).

Bảng 2.6 Kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong cột khi tính theo ổn định tổng thể đối với khung một nhịp. Đơn vị: M_x (kNm), N (kN), σ (kN/cm²)

Khung ngang	Cột biên		Khung ngang	Cột biên	
	Trong mặt phẳng khung	Ngoài mặt phẳng khung		Trong mặt phẳng khung	Ngoài mặt phẳng khung
H-26-100	$M_x = 321,23$	$M_x/2 = 160,62$	S-26-200	$M_x = 302,41$	$M_x/2 = 151,21$
	$N = 137,60$	$N = 137,60$		$N = 162,52$	$N = 162,52$
	$\sigma_e = 12,86$ (61%)	$\sigma_y = 8,39$ (40%)		$\sigma_e = 12,11$ (58%)	$\sigma_y = 7,91$ (38%)
H-32-100	$M_x = 382,425$	$M_x = 154,09$	S-32-200	$M_x = 371,94$	$M_x/2 = 187,07$
	$N = 82,10$	$N = 127,91$		$N = 85,79$	$N = 201,43$
	$\sigma_e = 13,91$ (66%)	$\sigma_y = 10,00$ (48%)		$\sigma_e = 11,87$ (57%)	$\sigma_y = 7,32$ (35%)

Như vậy trong quá trình tính toán thiết kế, chiều cao tiết diện cột đã được lựa chọn để bảo đảm các điều kiện về chịu lực và chuyển vị ngang cho phép của cột. Trong các trường hợp khảo sát, kích thước tiết diện cột của các khung ngang được quyết định theo yêu cầu bảo đảm về chuyển vị ngang của cột.

Bảng 2.7 chỉ ra kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong dầm mái chịu mô men uốn và lực cắt khi tính theo bền tại các tiết diện đầu dầm và giữa dầm mái cho các khung. Kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong dầm mái khi tính theo bền chịu mô men uốn tại các tiết diện đầu dầm đạt từ 45% đến 67% so với cường độ tính toán chịu kéo của thép là 21 kN/cm²; và

tại các tiết diện giữa dầm đạt từ 25% đến 38% (Bảng 2.7). Đồng thời, độ võng lớn nhất trong dầm cũng chỉ đạt từ 27% đến 50% so với độ võng cho phép (Bảng 2.5); mặc dù chiều cao tiết diện dầm mái ở nách khung được chọn nhỏ hơn 1/40 chiều dài nhịp khung.

Bảng 2.7 Kết quả ứng suất pháp lớn nhất trong dầm mái khi tính theo bèn chịu uốn của các khung. Đơn vị: M_x (kNm), N (kN), V (kN), σ_{td} = (kN/cm²)

Khung ngang	Đầu dầm	Giữa dầm	Khung ngang	Đầu dầm	Giữa dầm
H-2-26-200	$M_x = 282,72$	$M_x = 88,69$	H-26-100	$M_x = 288,63$	$M_x = 113,86$
	$N = 74,83$	$N = 52,43$		$N = 46,8$	$N = 50,44$
	$V = 57,18$	$V = 4,74$		$V = 58,52$	$V = 9,76$
	$\sigma_{td} = 11,1$ (46%)	$\sigma_{td} = 6,05$ (25%)		$\sigma_{td} = 11,73$ (49 %)	$\sigma_{td} = 7,19$ (30%)
H-2-32-200	$M_x = 365,35$	$M_x = 101,39$	H-32-100	$M_x = 395,0583$	$M_x = 137,60755$
	$N = 88,98$	$N = 53,84$		$N = 84,813$	$N = 70,985$
	$V = 67,94$	$V = 8,79$		$V = 73,983$	$V = 6,6759$
	$\sigma_{td} = 16,2$ (67%)	$\sigma_{td} = 8,47$ (35%)		$\sigma_{td} = 13,0815$ (54 %)	$\sigma_{td} = 9,1133$ (38 %)
S-2-26-200	$M_x = 251,76$	$M_x = 89,15$	S-26-200	$M_x = 230,81$	$M_x = 84,73$
	$N = 75,58$	$N = 42,69$		$N = 66,89$	$N = 44,41$
	$V = 54,45$	$V = 4,02$		$V = 51,42$	$V = 3,31$
	$\sigma_{td} = 10,93$ (45%)	$\sigma_{td} = 6,87$ (28%)		$\sigma_{td} = 10,82$ (45 %)	$\sigma_{td} = 6,47$ (27%)
S-2-32-200	$M_x = 368,18$	$M_x = 120,42$	S-32-200	$M_x = 371,94$	$M_x = 128,36$
	$N = 83,77$	$N = 70,05$		$N = 84,22$	$N = 70,14$
	$V = 68,91$	$V = 3,53$		$V = 70,673$	$V = 3,4$
	$\sigma_{td} = 13,40$ (56%)	$\sigma_{td} = 7,37$ (3%)		$\sigma_{td} = 11,17$ (46 %)	$\sigma_{td} = 7,47$ (31%)

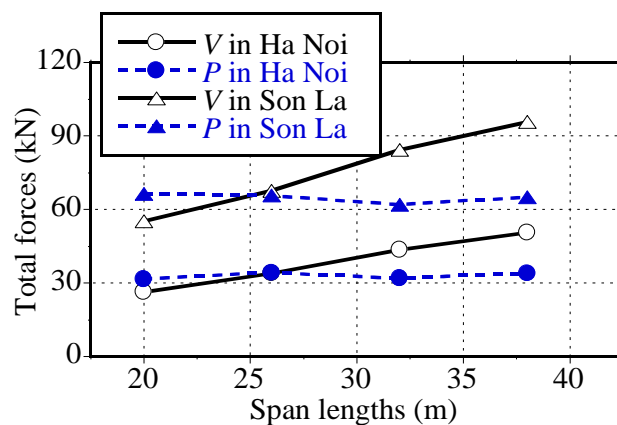
2.4 Xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và đứng và nội lực trong khung

2.4.1 Xác định dao động riêng và tải trọng động đất tĩnh tương đương

Chu kỳ dao động riêng của khung theo phương ngang nhà và đứng được xác định bằng chương trình phân tích kết cấu SAP2000 như chỉ ra ở Bảng 2.8. Kết quả cho thấy chu kỳ dao động riêng của khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục là khá nhỏ, vào khoảng 0,570138 giây đến 0,626304 giây theo phương ngang và 0,298979 giây đến 0,534992 giây theo phương đứng (Bảng 2.8).

Bảng 2.8 Tổng khối lượng tham gia dao động và chu kỳ dao động riêng của các khung

Khung	Khối lượng tham gia dao động, W (kN)			Theo phương ngang		Theo phương đứng	
	Từ tĩnh tải	Từ 10% sức trục	Tổng cộng	T_{1x} (sec)	V (kN)	T_{1y} (sec)	P (kN)
H-20-100	213,32	14,1	227,42	0,573628	26,333	0,300971	31,497
H-26-100	276,31	13,16	289,47	0,570138	34,098	0,358083	34,280
H-32-100	354,24	11,66	365,90	0,611202	43,715	0,490473	32,076
H-38-100	410,35	10,76	421,11	0,600673	50,646	0,534992	34,080
S-20-200	258,95	27,9	286,85	0,615494	55,155	0,298979	66,412
S-26-200	318,15	25,76	343,91	0,604110	67,754	0,371493	65,658
S-32-200	395,58	22,74	418,32	0,626304	84,239	0,489627	61,914
S-38-200	449,24	21,2	470,44	0,618670	95,676	0,528660	65,152



Hình 2.99 Quan hệ giữa tổng lực động đất tĩnh tương đương tác dụng lên khung theo phương ngang và đứng với chiều dài nhịp khung

Hình 2.99 chỉ kết quả quan hệ giữa tổng lực cắt đáy theo phương ngang và đứng, được ký hiệu tương ứng là V và P , với chiều dài nhịp khung. Giá trị của V và P cũng được chỉ ra ở Bảng 2.8. Kết quả đã chỉ ra rằng lực cắt V tăng cùng với nhịp khung trong khi đó lực P theo phương đứng có xu hướng không phụ thuộc vào nhịp khung. Điều này là do chu kỳ dao động riêng của khung theo phương ngang có giá trị nhỏ hơn chu kỳ phổ $T_B = 0,8$ giây tương ứng với nền đất loại D được xem xét trong nghiên cứu này, trong khi đó theo phương đứng lại có giá trị lớn hơn chu kỳ phổ $T_B = 0,15$ giây (TCVN 9386:2012).

Bảng 2.9 đến 2.12 chỉ ra kết quả tính toán, trong đó lực F_i tác dụng theo phương ngang với giá trị lớn nhất tập trung ở các vị trí số 1 và 2 ở vị trí dầm vai cột đỡ cầu trục, chiếm khoảng từ 64,09% đến 72,22% tổng lực tác dụng theo phương ngang.

Bảng 2.9 đến 2.12 cũng chỉ ra kết quả tính toán lực P_i tác dụng theo phương đứng với các giá trị lớn tập trung ở các vị trí trên dầm mái do tại các vị trí này có biên độ dao động lớn theo phương đứng, trong khi ở các vị trí khác tác dụng lên cột có giá trị gần bằng không. Chú ý lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng ở vị trí 2 trên dầm công xôn (Hình 2.1) tương ứng với dạng dao động bậc một của khung theo phương đứng có chiều ngược lại so với chiều của các lực ở vị trí khác trên khung như vậy sẽ làm tăng thêm biến dạng của dầm mái.

Bảng 2.9 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-20-100 và S-20-200

Vị trí	H_i (m)	H-20-100			S-20-200		
		W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)	W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)
8	13,40	3,74	0,527	3,908	3,74	0,937	8,019
7	13,03	2,39	0,348	2,519	2,39	0,615	5,163
6	11,06	1,03	0,171	1,131	1,03	0,297	2,314
5	10,82	6,37	1,078	6,708	6,36	1,859	13,729
4	10,01	10,65	1,853	4,441	10,65	3,189	9,867
3	9,35	4,80	0,797	0,013	4,80	1,380	0,027
2	6,65	56,70	6,189	-0,495	79,52	15,392	-0,840
1	6,65	23,39	2,552	0,043	23,39	4,525	0,094

Bảng 2.10 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-26-100 và S-26-200

Vị trí	H_i (m)	H-26-100			S-26-200		
		W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)	W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)
8	14,03	5,05	0,716	4,557	4,07	1,125	7,615
7	13,02	3,06	0,447	2,774	2,47	0,703	4,637
6	11,72	1,52	0,252	1,446	1,56	0,493	3,088
5	10,51	8,68	1,475	7,864	8,62	2,794	16,175
4	8,78	13,92	2,446	4,372	13,86	4,634	9,138
3	9,35	6,00	0,983	0,013	6,02	1,876	0,024
2	6,70	79,90	8,683	-0,919	101,11	18,612	-2,557
1	6,70	23,30	2,531	0,035	24,18	4,450	0,061

Bảng 2.11 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-32-100 và S-32-200

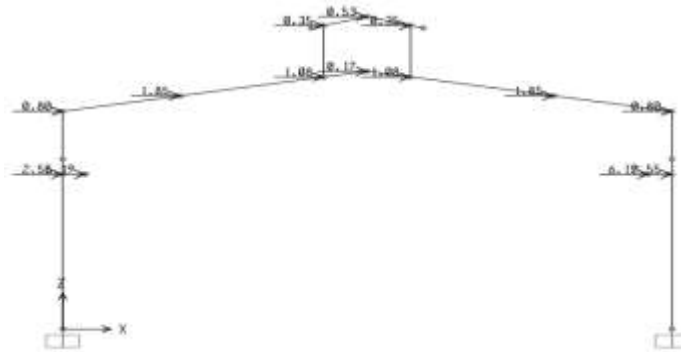
Vị trí	H_i (m)	H-32-100			S-32-200		
		W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)	W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)
8	14,02	6,31	0,949	4,354	6,31	1,653	8,539
7	13,70	3,82	0,591	2,648	3,82	1,030	5,194
6	11,67	1,93	0,341	1,406	1,93	0,596	2,760
5	11,35	10,89	1,971	7,546	10,89	3,446	14,803
4	10,34	17,26	3,222	3,976	17,26	5,635	7,673
3	9,50	7,34	1,284	0,007	7,34	2,244	0,014
2	6,48	108,08	11,438	-1,035	128,75	23,893	-2,407
1	6,48	25,60	2,707	0,016	25,6	4,747	0,032

Bảng 2.12 Lực động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng lên khung H-38-100 và S-38-200

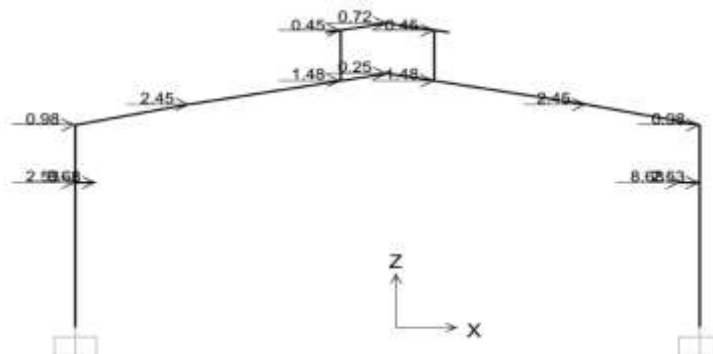
Vị trí	H_i (m)	H-38-100			S-38-200		
		W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)	W_i (kN)	F_i (kN)	P_i (kN)
8	15,16	7,45	1,050	4,790	7,45	1,844	9,227
7	14,63	4,39	0,655	2,835	4,39	1,147	5,459
6	12,81	2,53	0,435	1,727	2,53	0,756	3,325
5	12,29	13,06	2,356	8,432	13,06	4,082	16,235
4	10,70	20,42	3,860	4,040	20,42	6,677	7,943
3	9,54	8,62	1,479	0,007	8,62	2,569	0,013
2	6,65	127,29	13,442	-1,546	146,73	27,174	-3,377
1	6,65	26,42	2,788	0,014	26,42	4,890	0,027

2.4.2 Sơ đồ tải trọng động đất tĩnh tương đương và nội lực trong khung

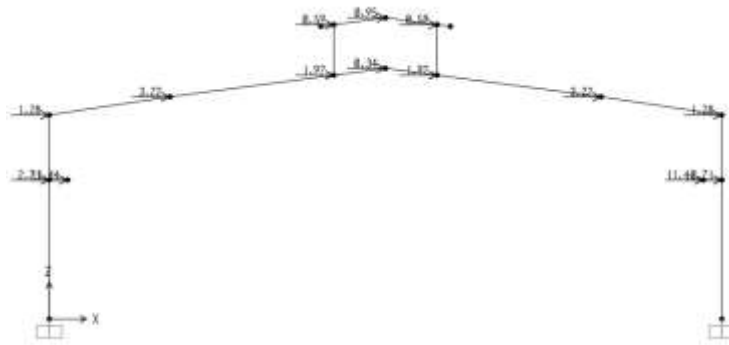
2.4.2.1 Tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang từ trái sang phải hoặc từ phải sang trái:



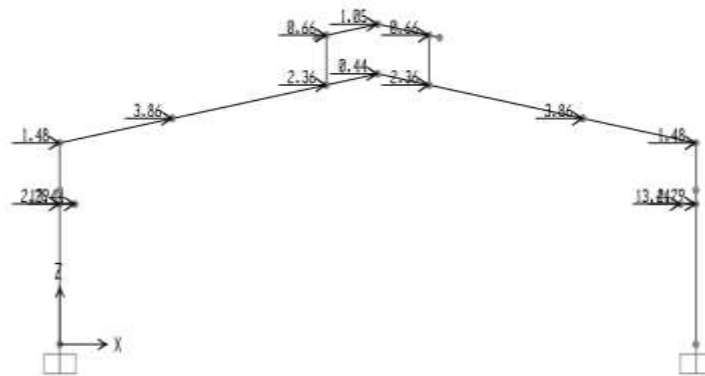
Hình 2.100 Khung H-20-100



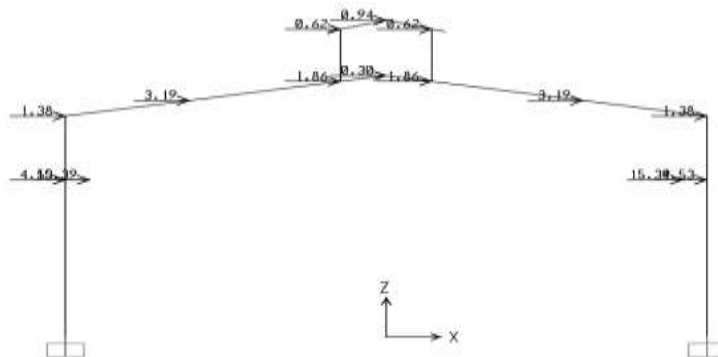
Hình 2.101 Khung H-26-100



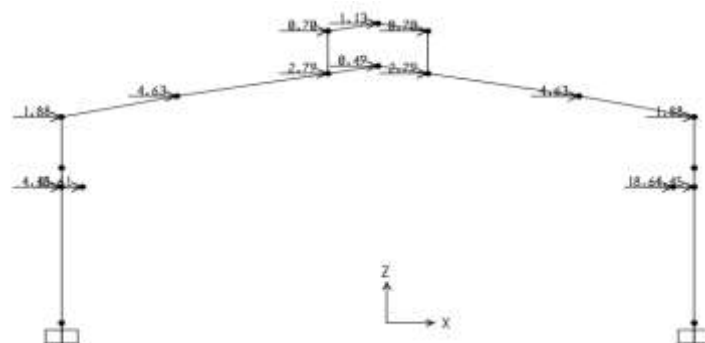
Hình 2.102 Khung H-32-100



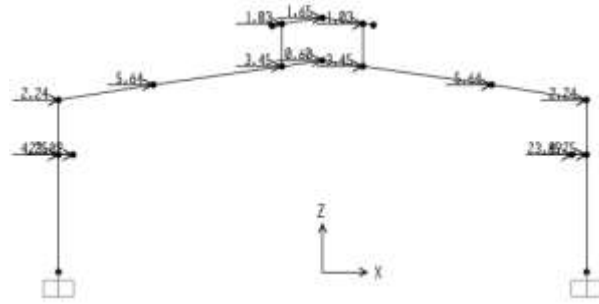
Hình 2.103 Khung H-38-100



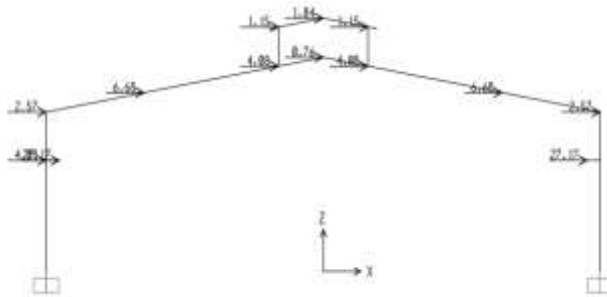
Hình 2.104 Khung S-20-200



Hình 2.105 Khung S-26-200

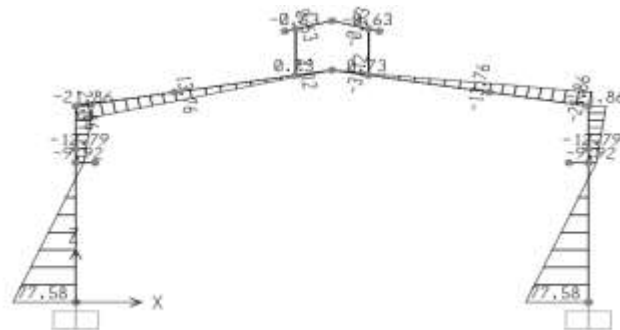


Hình 2.106 Khung S-32-200

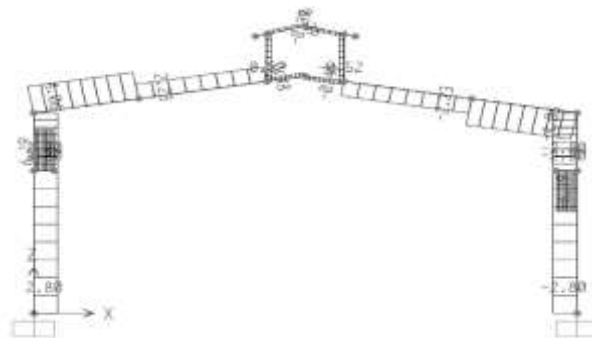


Hình 2.107 Khung S-38-200

2.4.2.2 Mô men uốn và lực dọc do tải trọng động đất tĩnh tương tác dụng theo phương ngang từ trái sang phải hoặc từ phải sang trái:

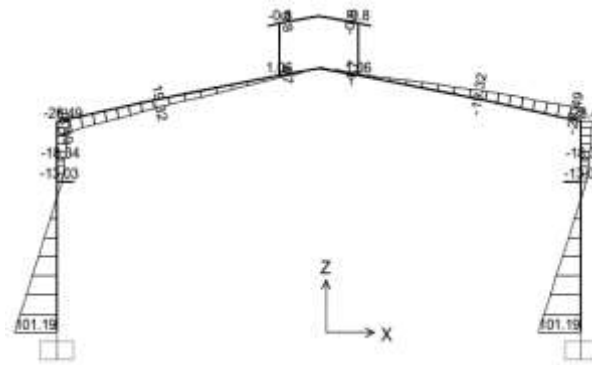


a) Mômen uốn (kNm)

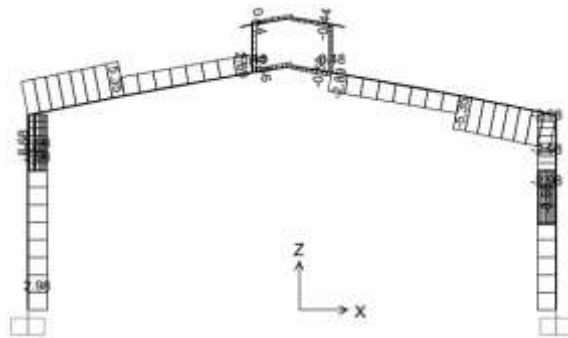


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.108 Khung H-20-100

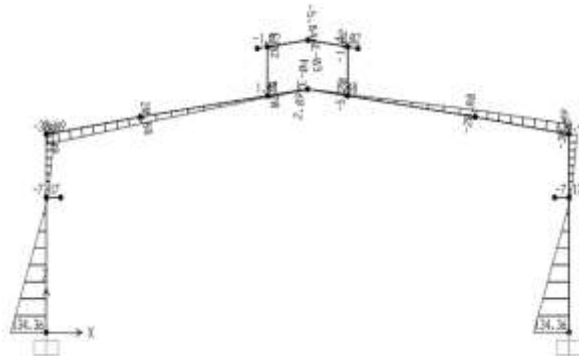


a) Mômen uốn (kNm)

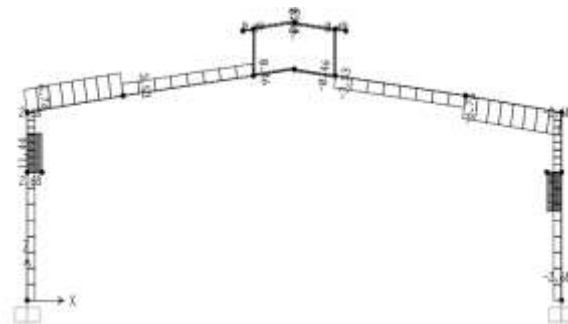


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.109 Khung H-26-100

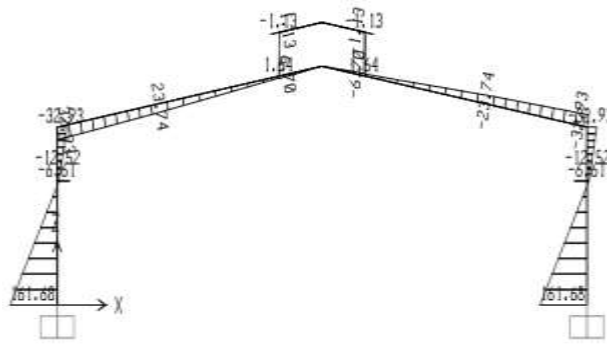


a) Mômen uốn (kNm)

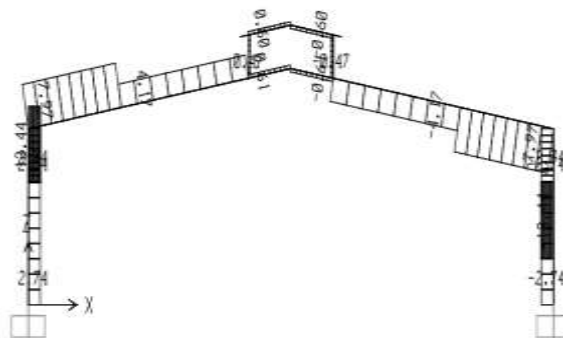


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.110 Khung H-32-100

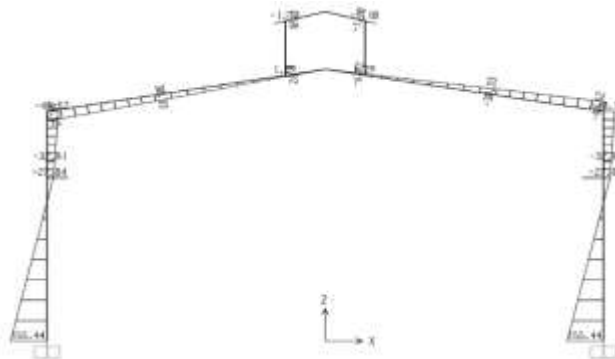


a) Mômen uốn (kNm)

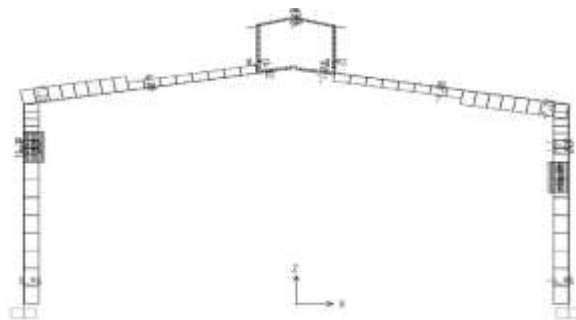


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.111 Khung H-38-100

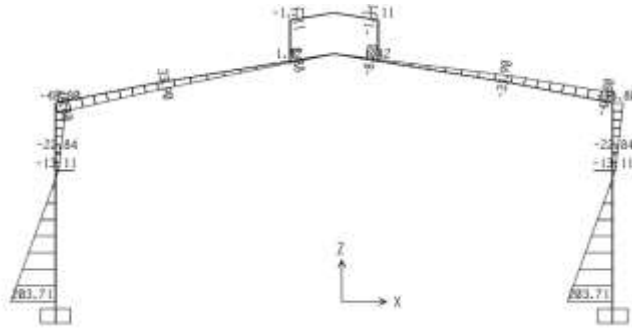


a) Mômen uốn (kNm)

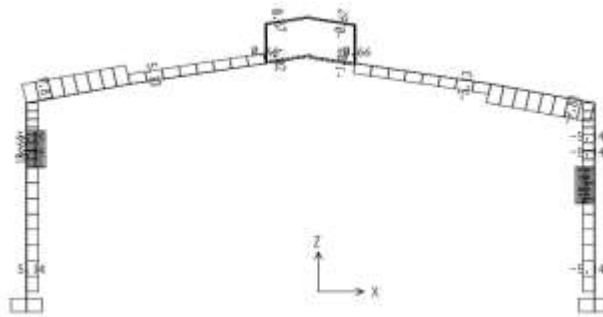


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.112 Khung S-20-200

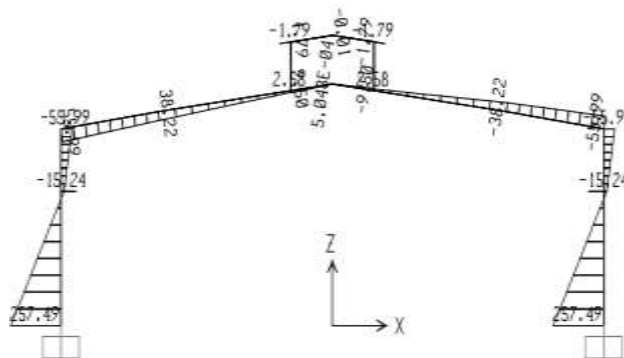


a) Mômen uốn (kNm)

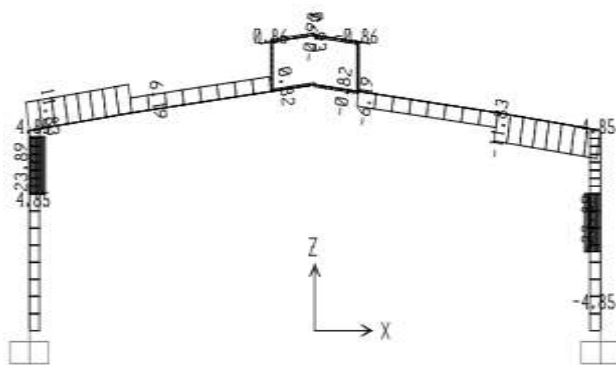


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.113 Khung S-26-200

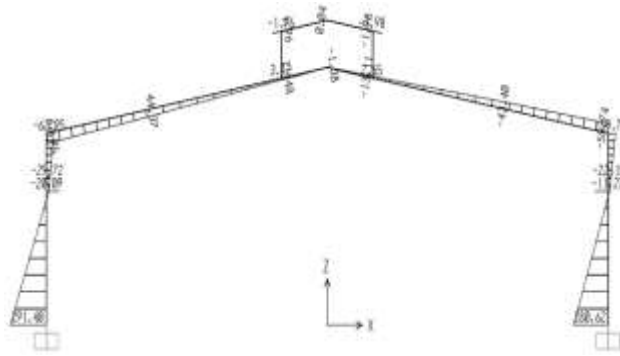


a) Mômen uốn (kNm)

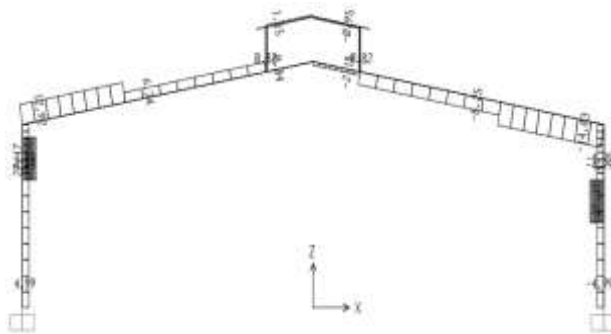


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.114 Khung S-32-200



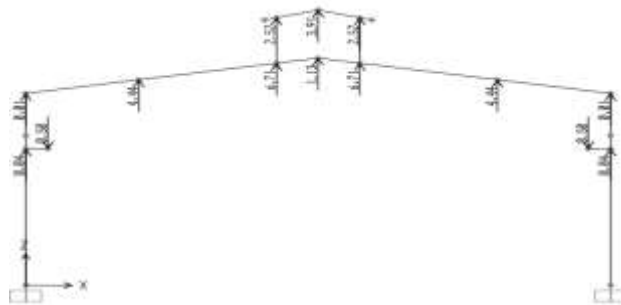
a) Mômen uốn (kNm)



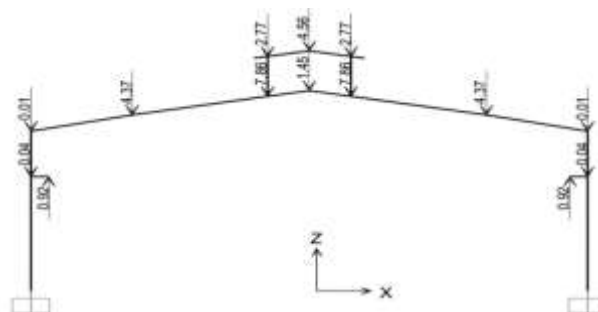
b) Lực dọc (kN)

Hình 2.115 Khung S-38-200

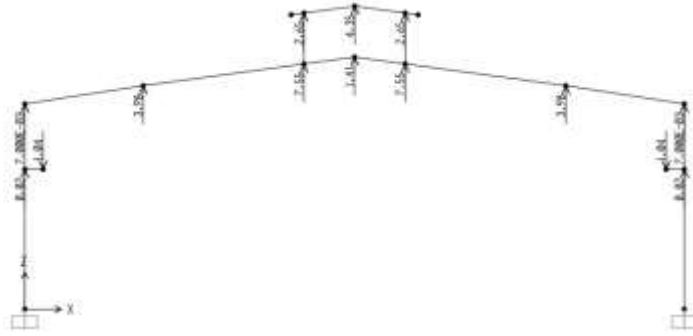
2.4.2.3 Tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng từ trên xuống hoặc từ dưới lên:



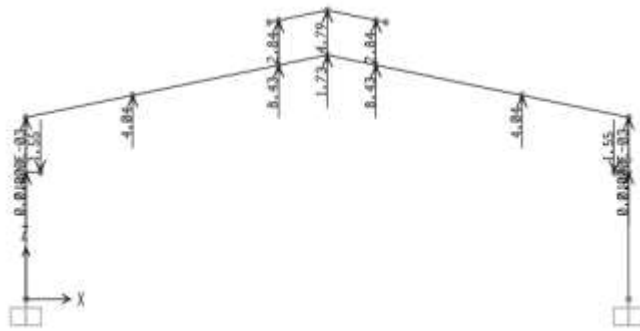
Hình 2.116 Khung H-20-100



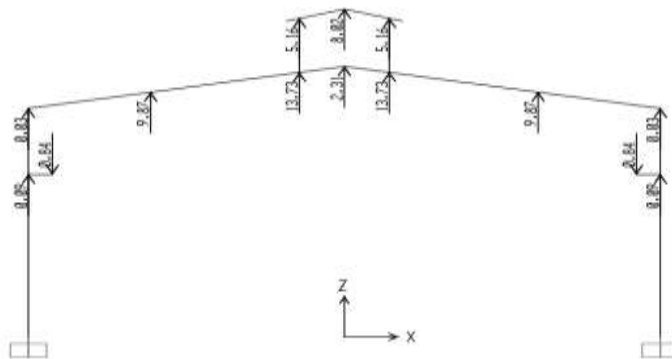
Hình 2.117 Khung H-26-100



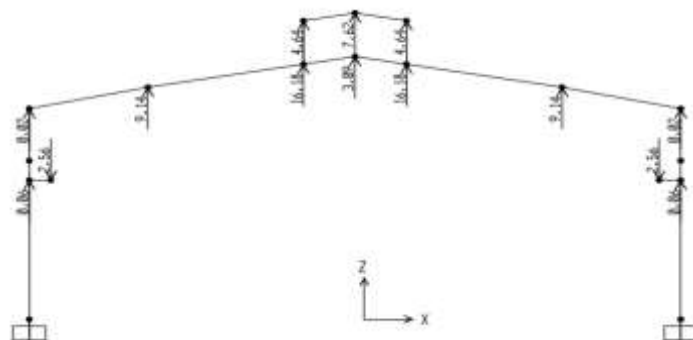
Hình 2.118 Khung H-32-100



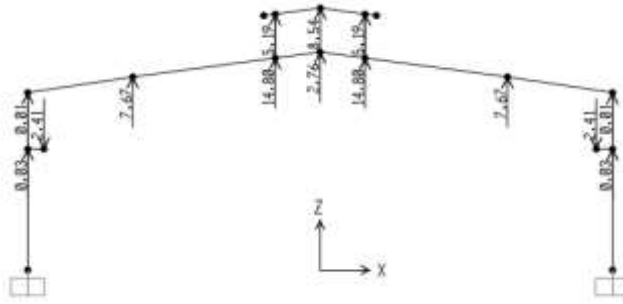
Hình 2.119 Khung H-38-100



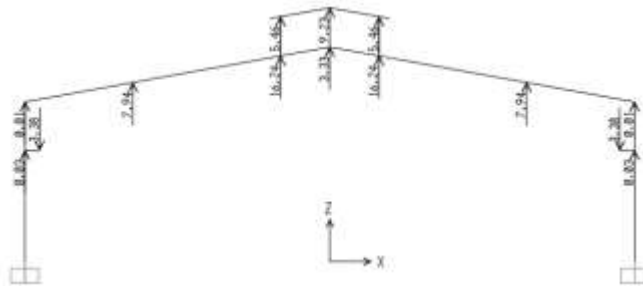
Hình 2.120 Khung S-20-200



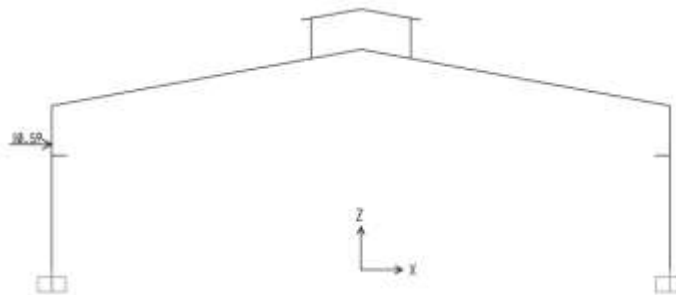
Hình 2.121 Khung S-26-200



Hình 2.122 Khung S-32-200

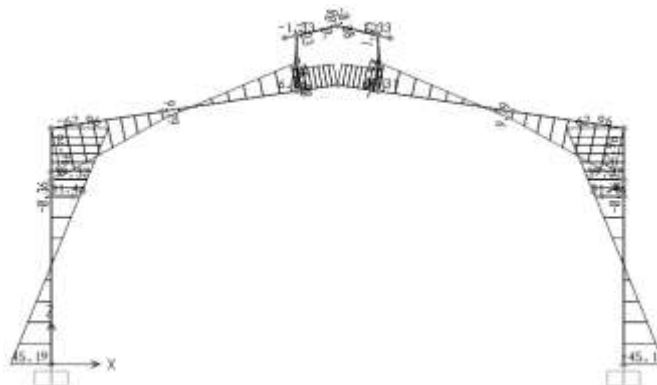


Hình 2.123 Khung S-38-200

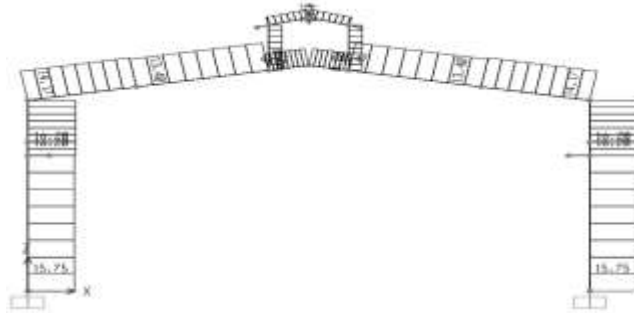


Hình 2.124 Khung S-38-200

2.4.2.4 Mô men uốn và lực dọc do tải trọng động đất tĩnh tương đương dụng theo phương đứng từ trên xuống hoặc từ dưới lên:

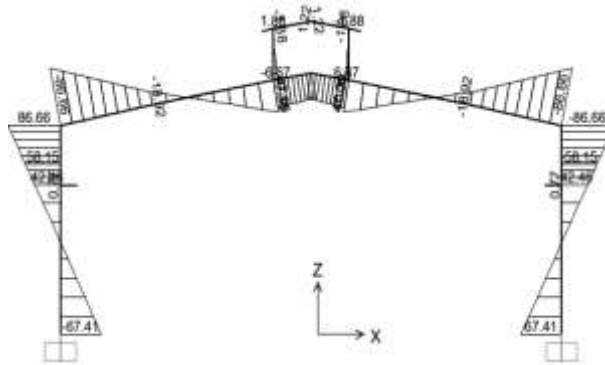


a) Mômen uốn (kNm)

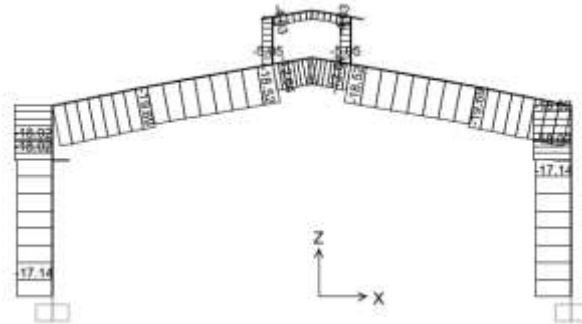


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.125 Khung H-20-100

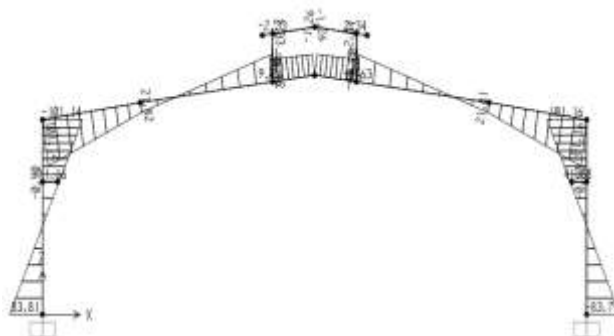


a) Mômen uốn (kNm)



b) Lực dọc (kN)

Hình 2.126 Khung H-26-100

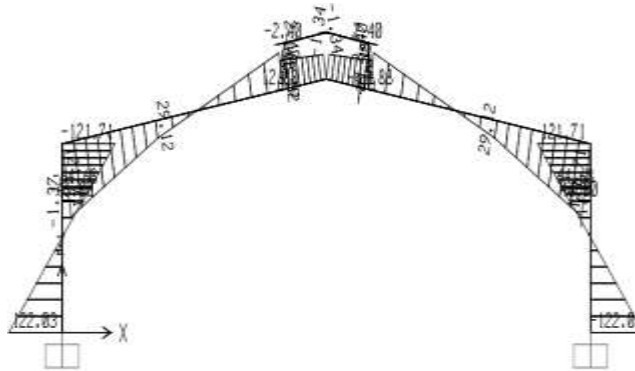


a) Mômen uốn (kNm)

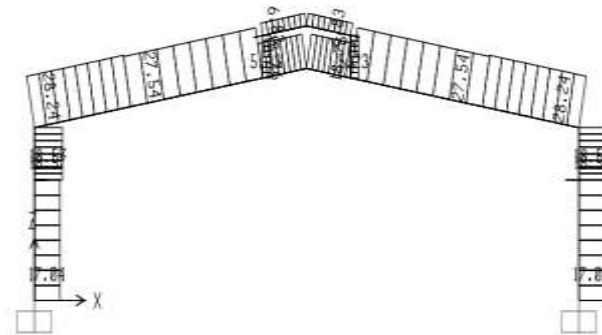


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.127 Khung H-32-100

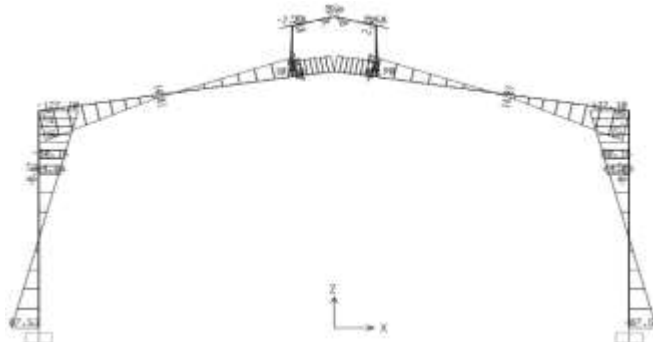


a) Mômen uốn (kNm)

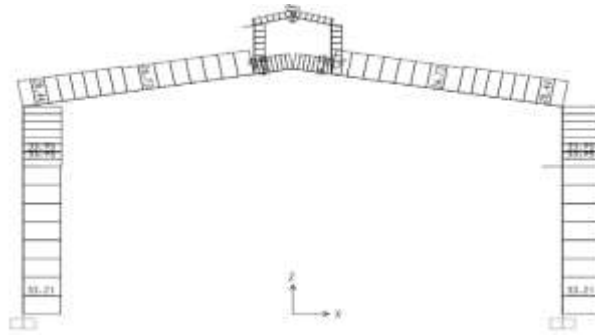


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.128 Khung H-38-100

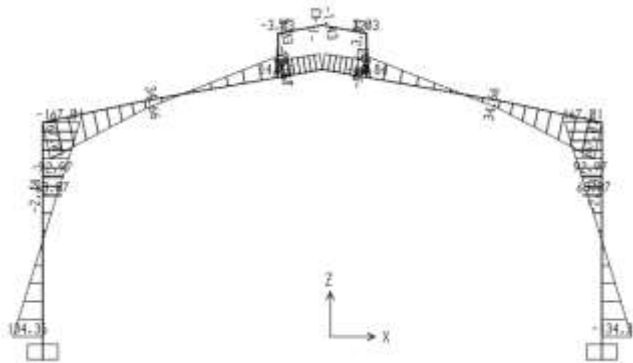


a) Mômen uốn (kNm)

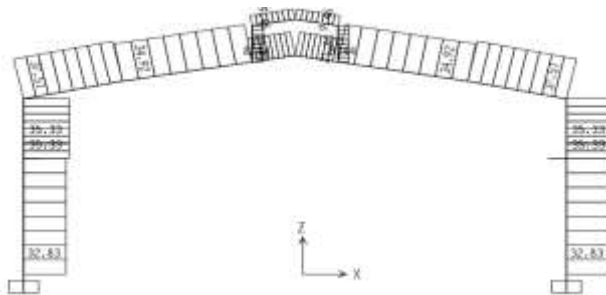


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.129 Khung S-20-200

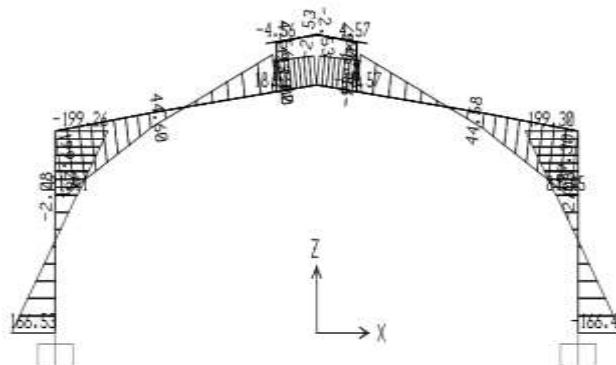


a) Mômen uốn (kNm)

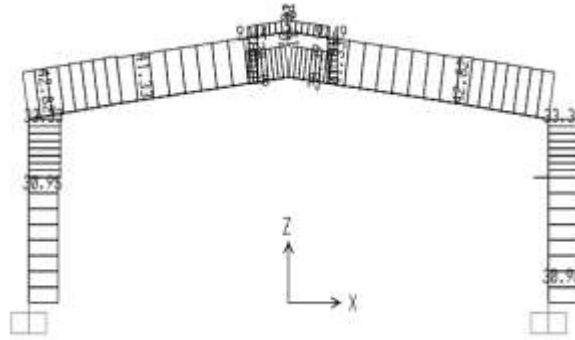


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.130 Khung S-26-200

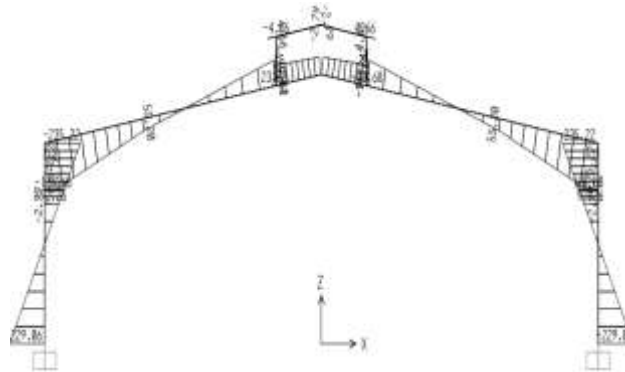


a) Mômen uốn (kNm)

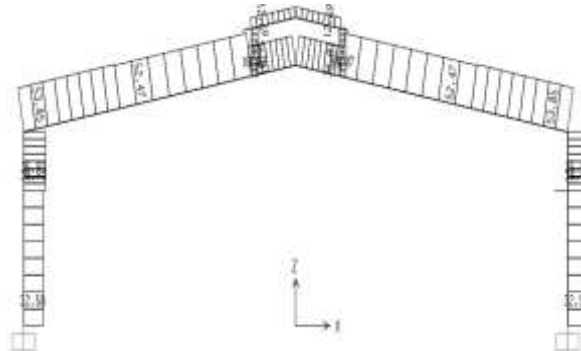


b) Lực dọc (kN)

Hình 2.131 Khung S-32-200



a) Mômen uốn (kNm)



b) Lực dọc (kN)

Hình 2.132 Khung S-38-200

2.5 Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực trong khung và so sánh với tải trọng gió

2.5.1 Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực trong khung

Bảng 2.13 chỉ ra kết quả mô men uốn tại chân cột và đỉnh cột dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và phương đứng. Trong trường hợp khung một nhịp thì giá trị mô men uốn ở đỉnh cột cũng chính là giá trị mô men uốn ở đầu dầm liên kết với đỉnh cột.

Đối với trường hợp khung chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà, mô men uốn ở chân cột có giá trị lớn hơn nhiều so với mô men uốn ở đỉnh cột, gấp khoảng từ 3,2 đến 4,91 lần, phụ thuộc vào chiều dài nhịp khung và vùng động đất có cường độ vừa hay mạnh (Bảng 2.13). Trong khi đó, đối với trường hợp chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng thì mô men uốn ở chân cột có giá trị nhỏ hơn so với mô men uốn ở đỉnh cột, vào khoảng 0,72 đến 1,0 lần. Kết quả ở Bảng 2.13 đã chỉ ra rằng tỷ số giữa mô men uốn ở chân cột so với ở đỉnh cột là tăng theo chiều dài của nhịp khung, cụ thể đối với trường hợp tải trọng động đất tác dụng theo phương ngang nhà thì tăng từ 3,55 đến 4,91 và từ 3,2 đến 4,63 (tăng tương ứng khoảng 1,38 và 1,45 lần) đối với các khung có nhịp tăng từ 20 m đến 38 m. Kết quả tương tự đối với trường hợp tải trọng động đất tác dụng theo phương đứng thì tăng từ 0,72 đến 1,0 và từ 0,69 đến 0,97 (tăng tương ứng khoảng 1,39 và 1,41 lần) đối với các khung có nhịp tăng từ 20 m đến 38 m.

Bảng 2.13 Mô men uốn ở chân cột và đỉnh cột dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và phương đứng (kNm)

Khung	Tải trọng động đất tác dụng theo phương ngang nhà			Tải trọng động đất tác dụng theo phương đứng		
	Ở chân cột	Ở đỉnh cột	Tỷ lệ	Ở chân cột	Ở đỉnh cột	Tỷ lệ
H-20-100	77,58	21,86	3,55	45,19	62,96	0,72
H-26-100	101,19	28,49	3,55	67,41	86,66	0,78
H-32-100	134,36	30,49	4,41	83,81	101,14	0,83
H-38-100	161,68	32,93	4,91	122,03	121,71	1,00
S-20-200	155,44	48,52	3,20	87,53	127,10	0,69
S-26-200	203,71	48,80	4,17	134,35	167,01	0,80
S-32-200	257,49	55,99	4,60	166,53	199,26	0,84
S-38-200	291,40	62,95	4,63	229,06	235,22	0,97

Bảng 2.14 Hệ số tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng động đất

TT	Tải trọng	CE1	CE2	CE3
1	Tĩnh tải	1,0	1,0	1,0
2	Tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà	1,0	1,0	0,3
3	Tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng	0	0,3	1,0

Để so sánh tác động của tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió đối với nội lực trong khung thì những trường hợp tổ hợp nội lực cơ bản được xem xét bao gồm tĩnh tải và tải trọng động đất tĩnh tương đương hoặc tĩnh tải và tải trọng gió. Bảng 2.14 và 2.15 chỉ ra các hệ số tổ hợp nội lực, trong đó các trường hợp tổ hợp đối với tải trọng động đất tĩnh tương đương được ký hiệu là CE1, CE2 và CE3; và đối với tải trọng gió được ký hiệu là CW1 và CW2. Ví dụ, tổ hợp CE2 ở Bảng 2.14 thể hiện hệ số tổ hợp nội lực do tĩnh tải là 1,0 và do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và phương đứng tương ứng là 1,0 và 0,3.

Bảng 2.15 Hệ số tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng gió

TT	Tải trọng	CW1	CW2
1	Tĩnh tải	1,0	1,0
2	Tải trọng gió thổi ngang nhà	1,0	0
3	Tải trọng gió thổi dọc nhà	0	1,0

Giá trị nội lực từ kết quả tổ hợp phụ thuộc vào cả giá trị và dấu của nội lực thành phần. Xét trường hợp tải trọng động đất tác dụng theo phương ngang nhà từ trái qua phải thì cả giá trị và dấu của mô men uốn ở chân cột bên phải và trái đều giống nhau. Tuy nhiên, xét trường hợp tĩnh tải thì giá trị của mô men uốn ở chân cột phải và trái là bằng nhau, nhưng dấu của mô men uốn là khác nhau, cụ thể là chân cột phải thì căng về phía phải nhưng chân cột trái lại căng về phía trái. Với lý do như vậy, trong trường hợp xét ở trên, mô men uốn từ kết quả tổ hợp có giá trị lớn hơn ở chân cột phải so với ở chân cột trái.

Thêm nữa, xét trường hợp gió thổi ngang nhà từ trái qua phải thì mô men uốn ở chân cột trái có giá trị lớn hơn ở chân cột phải mặc dù chúng mang cùng dấu. Khi tổ hợp những mô men uốn này với mô men uốn do tĩnh tải thì giá trị mô men tổ hợp ở chân cột trái lại bị giảm bởi vì chúng mang khác dấu, trong khi đó giá trị tổ hợp mô men uốn ở chân cột phải lại tăng vì chúng mang cùng dấu, mặc dù như trên đã nói mô men uốn ở chân cột trái có giá trị lớn hơn ở chân cột phải. Bảng 2.16 chỉ ra kết quả nội lực lớn nhất ở chân cột và đỉnh cột

từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương, CE1, CE2 và CE3 cho các khung được khảo sát.

Bảng 2.16 Kết quả tổ hợp nội lực lớn nhất ở chân cột và đỉnh cột từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương. Đơn vị: M (kNm), N (kN)

TT	Khung	Nội lực	Tổ hợp CE1		Tổ hợp CE2	
			Chân cột trái	Đỉnh cột trái	Chân cột trái	Đỉnh cột trái
1	H-20-100	$M_{max} =$	-133,82	98,53	-147,38	117,42
		$N_{tr} =$	-66,71	-28,86	-71,44	-33,72
2	H-26-100	$M_{max} =$	-198,27	154,76	-218,49	180,76
		$N_{tr} =$	-73,57	-37,93	-78,71	-43,34
3	H-32-100	$M_{max} =$	-290,31	225,85	-315,45	256,19
		$N_{tr} =$	-84,41	-46,10	-89,22	-51,22
4	H-38-100	$M_{max} =$	-398,23	288,28	-434,84	324,79
		$N_{tr} =$	-93,20	-61,36	-98,31	-66,93
5	S-20-200	$M_{max} =$	-209,05	123,77	-235,31	161,90
		$N_{tr} =$	-70,15	-32,30	-80,11	-42,49
6	S-26-200	$M_{max} =$	-297,59	168,10	-337,90	218,20
		$N_{tr} =$	-76,12	-38,92	-85,97	-49,52
7	S-32-200	$M_{max} =$	-415,39	252,65	-465,35	312,43
		$N_{tr} =$	-86,77	-48,31	-96,06	-58,31
8	S-38-200	$M_{max} =$	-523,59	319,33	-592,31	389,90
		$N_{tr} =$	-97,84	-56,95	-107,61	-73,11

TT	Khung	Nội lực	Tổ hợp CE3	
			Chân cột trái	Đỉnh cột trái
1	H-20-100	$M_{max} =$	-124,704	146,188
		$N_{tr} =$	-80,500	-43,100
2	H-26-100	$M_{max} =$	-194,847	221,477

		$N_{tr} =$	-88,624	-53,864
3	H-32-100	$M_{max} =$	-280,068	305,647
		$N_{tr} =$	-98,574	-61,284
4	H-38-100	$M_{max} =$	-407,084	386,939
		$N_{tr} =$	-108,322	-78,012
5	S-20-200	$M_{max} =$	-187,772	216,906
		$N_{tr} =$	-99,195	-62,085
6	S-26-200	$M_{max} =$	-289,343	300,950
		$N_{tr} =$	-105,352	-70,652
7	S-32-200	$M_{max} =$	-401,677	412,717
		$N_{tr} =$	-114,335	-78,255
8	S-38-200	$M_{max} =$	-548,67	510,485
		$N_{tr} =$	-126,927	-107,307

Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng lên khung đối với nội lực trong khung được thể hiện qua hệ số

$$K_1 = M_{CE2}/M_{CE1} \text{ và } K_2 = M_{CE3}/M_{CE1} \quad (2.1)$$

trong đó giá trị mô men uốn M_{CE1} , M_{CE2} và M_{CE3} nhận được tương ứng từ kết quả tổ hợp của trường hợp tổ hợp CE1, CE2 và CE3 đối với tải trọng động đất tĩnh tương đương được định nghĩa ở Bảng 3.8.

Bảng 2.17 chỉ ra giá trị nhận được của tỷ lệ K_1 và K_2 , trong đó đối với chân cột thì giá trị của K_1 là lớn hơn giá trị của K_2 nhưng ngược lại, đối với ở đỉnh cột thì giá trị của tỷ lệ của K_1 là nhỏ hơn giá trị của K_2 cho tất cả các khung được khảo sát. Kết quả cũng chỉ ra rằng giá trị lớn nhất của mô men uốn tổ hợp ở chân cột và đỉnh cột có được tương ứng với các trường hợp tổ hợp CE2 và CE3.

Kết quả ở Bảng 2.17 chỉ ra rằng giá trị của K_1 ở chân cột là từ 1,09 đến 1,14 và giá trị của K_2 ở đỉnh cột là từ 1,34 đến 1,79. Các giá trị này đều lớn hơn đơn vị có nghĩa là ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng lên khung đối với nội lực trong khung là đáng kể, đặc biệt ở đỉnh cột và đối với các khung ở vùng Sơn La có động đất mạnh và gió yếu.

Như đã trình bày trước đó ở Bảng 2.13, mô men uốn ở đỉnh cột dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà là nhỏ hơn nhiều lần so với ở chân cột. Hơn nữa, trong nghiên cứu này các cột khung đều có tiết diện không thay

đổi theo chiều cao. Do vậy, ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với ứng xử phi tuyến theo vật liệu của khung có thể chỉ cần xét ở chân cột, sẽ được trình bày ở mục tiếp theo. Ngoài ra, mô men uốn ở đầu dầm mái có giá trị tương tự như ở đỉnh cột do vậy có thể dẫn đến xu hướng xuất hiện khớp dẻo ở đầu dầm mái hơn là ở đỉnh cột.

Bảng 2.17 Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực ở chân cột và đỉnh cột khung

Khung	Hệ số			
	K_1		K_2	
	Chân	Đỉnh	Chân	Đỉnh
H-20-100	1,10	1,19	0,93	1,48
H-26-100	1,10	1,17	0,98	1,43
H-32-100	1,09	1,13	0,96	1,35
H-38-100	1,09	1,13	1,02	1,34
S-20-200	1,13	1,31	0,90	1,75
S-26-200	1,14	1,30	0,97	1,79
S-32-200	1,12	1,24	0,97	1,63
S-38-200	1,13	1,22	1,05	1,60

2.5.2 So sánh nội lực lớn nhất từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương với trường hợp có tải trọng gió

Bảng 2.18 chỉ ra kết quả nội lực lớn nhất ở chân cột và đỉnh cột từ các tổ hợp có tải trọng gió thổi theo phương ngang nhà đối với các khung được khảo sát, CW1 và CW2.

Bảng 2.18 Kết quả tổ hợp nội lực lớn nhất ở chân cột và đỉnh cột từ tổ hợp có tải trọng gió. Đơn vị: M (kNm), N (kN)

TT	Khung	Nội lực	Tổ hợp CW1			
			Chân cột trái	Đỉnh cột trái	Chân cột phải	Đỉnh cột phải
1	H-20-100	$M_{max} =$	150,33	-33,79	154,23	-49,13
		$N_{tur} =$	-35,88	1,97	-46,18	-8,33
2	H-26-100	$M_{max} =$	146,53	-11,81	182,07	-67,93
		$N_{tur} =$	-42,23	-6,59	-46,25	-10,61

3	H-32-100	$M_{max} =$	139,38	35,24	232,01	-92,18
		$N_{tur} =$	-54,76	-16,45	-51,07	-12,76
4	H-38-100	$M_{max} =$	132,18	72,89	290,20	-106,72
		$N_{tur} =$	-62,32	-30,48	-52,69	-20,85
5	S-20-200	$M_{max} =$	61,82	10,07	109,57	-63,02
		$N_{tur} =$	-47,72	-9,87	-64,19	-26,34
6	S-26-200	$M_{max} =$	49,38	46,23	149,18	-87,59
		$N_{tur} =$	-55,73	-18,53	-57,30	-20,10
7	S-32-200	$M_{max} =$	14,33	104,17	201,86	-135,73
		$N_{tur} =$	-66,35	-27,89	-64,13	-25,67
8	S-38-200	$M_{max} =$	-22,25	149,33	263,77	-171,92
		$N_{tur} =$	-76,48	-35,59	-71,07	-30,18

TT	Khung	Nội lực	Tổ hợp CW2	
			Chân cột trái	Đỉnh cột trái
1	H-20-100	$M_{max} =$	-7,75	-21,35
		$N_{tur} =$	-29,08	8,77
2	H-26-100	$M_{max} =$	0,62	-33,17
		$N_{tur} =$	-24,84	10,80
3	H-32-100	$M_{max} =$	13,50	-49,48
		$N_{tur} =$	-25,90	12,41
4	H-38-100	$M_{max} =$	36,47	-71,82
		$N_{tur} =$	-22,23	9,61
5	S-20-200	$M_{max} =$	-27,73	20,06
		$N_{tur} =$	-44,04	-6,19
6	S-26-200	$M_{max} =$	-42,32	34,66
		$N_{tur} =$	-45,79	-8,59
7	S-32-200	$M_{max} =$	-58,18	53,92

		$N_{tur} =$	-49,60	-11,14
8	S-38-200	$M_{max} =$	-77,97	67,12
		$N_{tur} =$	-53,35	-12,46

Việc so sánh ảnh hưởng của tải trọng động đất (nội lực lớn nhất từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương) với ảnh hưởng của tải trọng gió (nội lực lớn nhất từ tổ hợp có tải trọng gió) ở các vị trí chân cột và đỉnh cột khung được biểu hiện bằng tỷ lệ sau:

$$K_3 = M_{CE2}/M_{CW} \text{ và } K_4 = M_{CE3}/M_{CW} \quad (2.2)$$

$$M_{CW} = \max\{M_{CW1}; M_{CW2}\} \quad (2.3)$$

trong đó giá trị mô men uốn M_{CW1} và M_{CW2} nhận được tương ứng từ kết quả tổ hợp của trường hợp tổ hợp CW1 và CW2 đối với tải trọng gió được định nghĩa ở Bảng 2.15. Như đã chỉ ra ở Bảng 2.19, giá trị của K_3 là lớn hơn giá trị của K_4 ở chân cột, nhưng lại nhỏ hơn ở đỉnh cột của tất cả các khung được khảo sát. Điều này cũng tương tự như đối với tỷ lệ K_1 and K_2 đã trình bày trước đó.

Kết quả ở Bảng 2.19 chỉ ra rằng giá trị của K_3 ở chân cột là từ 0,96 đến 2,31 và giá trị của K_4 ở đỉnh cột là từ 2,97 đến 3,63. Các giá trị này hầu hết đều lớn hơn đơn vị, có nghĩa là ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương đối với nội lực trong cột là lớn hơn khá nhiều so với ảnh hưởng của tải trọng gió. Tỷ lệ K_3 và K_4 cũng có xu hướng tăng đối với các khung ở khu vực Sơn La.

Bảng 2.19 So sánh nội lực lớn nhất từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương với trường hợp có tải trọng gió ở vị trí chân cột và đỉnh cột

Khung	Hệ số			
	K_3		K_4	
	Chân	Đỉnh	Chân	Đỉnh
H-20-100	0,96	2,39	0,81	2,98
H-26-100	1,20	2,66	1,07	3,26
H-32-100	1,36	2,78	1,21	3,32
H-38-100	1,50	3,04	1,40	3,63
S-20-200	2,15	2,57	1,71	3,44
S-26-200	2,27	2,49	1,94	3,44
S-32-200	2,31	2,30	1,99	3,04
S-38-200	2,25	2,27	2,08	2,97

2.5.3 Một số nhận xét về ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực trong khung và so sánh với tải trọng gió

Từ các kết quả phân tích ở trên rút ra một số nhận xét sau:

- Tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và phương đứng đối với kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng nhịp lớn, có cầu trục đã được xác định với khối lượng tham gia dao động của khung được coi tập trung tại một số vị trí như ở Hình 2.1.

- Kết quả phân tích nội lực trong kết cấu theo sơ đồ giả thiết vật liệu làm việc trong giới hạn đàn hồi tuyến tính đã chỉ ra rằng: dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà thì mô men uốn ở chân cột có giá trị lớn hơn ở đỉnh cột từ 3,2 đến 4,91 lần và dưới tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng thì mô men uốn ở chân cột có giá trị lớn hơn ở đỉnh cột từ 0,72 đến 1,0 lần (Bảng 2.13). Các giá trị so sánh này tăng khi chiều dài nhịp khung tăng, cụ thể khoảng 1,5 lần khi nhịp khung khảo sát tăng từ 20 m đến 38 m.

- Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng đối với nội lực tổ hợp lớn nhất trong khung được đánh giá thông qua hệ số K_1 và K_2 , với kết quả thu được ở chân cột là $K_1 = 1,09$ đến 1,14 và ở đỉnh cột là $K_2 = 1,34$ đến 1,79.

- Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng so với ảnh hưởng của tải trọng gió được đánh giá thông qua hệ số K_3 và K_4 , với kết quả thu được ở chân cột là $K_3 = 0,96$ đến 2,31 và ở đỉnh cột có $K_4 = 2,97$ đến 3,63. Hệ số K_3 và K_4 tăng cùng với việc tăng mức độ tác động của động đất.

2.6 Tính toán thiết kế kích thước tiết diện của khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu được tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải gió

2.6.1 Các trường hợp tổ hợp và hệ số tổ hợp nội lực

Với mục đích so sánh ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương với ảnh hưởng của tải trọng gió, trong nghiên cứu này chỉ xét những trường hợp tổ hợp mà trong đó có tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng đồng thời theo phương ngang và đứng, hoặc những trường hợp tổ hợp có tải trọng gió thổi theo phương ngang hoặc phương dọc nhà. Các hệ số tổ hợp nội lực tương ứng với hai trường hợp tải trọng này được lấy giống nhau. Trong thực tế thiết kế, số lượng tổ hợp còn nhiều hơn, chẳng hạn xét đến những tổ hợp nội lực chỉ do tĩnh tải với hoạt tải mái và tải cầu trục gây ra.

Quan điểm thiết kế kháng chấn đã cho thấy tải trọng động đất được phân loại là tải đặc biệt và dưới tác dụng của tải trọng động đất lớn nhất có thể xảy ra, kết cấu công trình được thiết kế cho phép hình thành biến dạng dẻo nhưng không được phép sụp đổ. Trong khi đó, dưới tác dụng của tải trọng gió cũng như của các tải trọng thông thường khác, kết cấu

công trình bằng thép được thiết kế với yêu cầu ứng xử trong giới hạn đàn hồi tuyến tính. Do vậy, tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương thường được xét có ảnh hưởng chính, có nghĩa là hệ số tổ hợp nội lực tương ứng với tải trọng động đất tĩnh tương đương được lấy bằng 1,0. Bên cạnh đó, các hệ số tổ hợp nội lực tương ứng với các hoạt tải khác khi tổ hợp với tải trọng động đất sẽ có giá trị nhỏ hơn tùy theo mức độ ảnh hưởng của nó được xét, chẳng hạn được lấy bằng 0,8 và 0,6 (TCVN 2737:1995). Đối với tác dụng của tải trọng gió thì ảnh hưởng của nó có thể được xét là chính với hệ số tổ hợp nội lực được lấy bằng 1,0 như trường hợp tải trọng động đất tĩnh tương đương, hoặc cũng có thể được xét có ảnh hưởng giống như những hoạt tải khác với các hệ số tổ hợp nội lực được lấy bằng nhau, chẳng hạn được lấy bằng 0,9 (TCVN 2737:1995).

Bảng 2.20 Hệ số tổ hợp nội lực với tải trọng động đất tĩnh tương đương có ảnh hưởng chính

Tải trọng	CE1	CE2	CE3	CE4	CE5	CE6	CE7	CE8	CE9	CE10
Tĩnh tải	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tải động đất tĩnh ngang	1,0	0,3	1,0	1,0	0,3	0,3	1,0	1,0	0,3	0,3
Tải động đất tĩnh đứng	0,3	1,0	0,3	0,3	1,0	1,0	0,3	0,3	1,0	1,0
Hoạt tải mái chất đều	0	0	0,8	0	0,8	0	0,8	0,6	0,8	0,6
Tải cầu trục D_{max} , D_{min}	0	0	0	0,8	0	0,8	0,6	0,8	0,6	0,8
Tải cầu trục T_{max}	0	0	0	0,8	0	0,8	0,6	0,8	0,6	0,8

Bảng 2.20 trình bày 10 trường hợp tổ hợp nội lực trong khung do tải trọng động đất tĩnh ngang và đứng tương đương tác dụng đồng thời, được ký hiệu từ CE1 đến CE10, trong đó ký hiệu D_{max} và D_{min} là tải trọng cầu trục lớn nhất và nhỏ nhất tác dụng theo phương đứng lên hai vai cột; và T_{max} là lực xô ngang lớn nhất từ cầu trục tác dụng ở cao trình mặt trên của dầm đỡ cầu trục. Hệ số tổ hợp nội lực do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng đồng thời theo phương ngang và đứng lần lượt là 1,0 và 0,3 hoặc ngược lại là 0,3 và 1,0 (TCVN 9386:2012). Trong nghiên cứu này, với mục đích so sánh, tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió được xét là những tải trọng có ảnh hưởng chính so với các hoạt tải khác; cụ thể là hệ số tổ hợp nội lực do tải trọng động đất tĩnh tương đương và gió được lấy là 1,0, trong khi do hoạt tải mái và tải cầu trục được lấy tương ứng là 0,8 và 0,6 hoặc ngược lại là 0,6 và 0,8. Trong thực tế còn có những trường hợp khác chẳng hạn tải trọng cầu trục có thể được xét có ảnh hưởng chính so với những hoạt tải khác.

Tương tự, Bảng 2.21 trình bày 10 trường hợp tổ hợp nội lực trong khung do tải trọng

gió thổi theo phương ngang nhà hoặc theo phương dọc nhà, được ký hiệu từ CW1 đến CW10. Các hệ số tổ hợp nội lực đối với trường hợp tải trọng gió ở Bảng 2.21 là tương ứng với trường hợp đối với tải trọng động đất ở Bảng 2.20, chỉ khác ở chỗ tải trọng gió thổi theo phương ngang nhà và phương dọc nhà không thể xảy ra đồng thời với nhau, do vậy hệ số 0,3 ở Bảng 2.20 được thay thế bằng hệ số 0 ở Bảng 2.21.

Bảng 2.21 Hệ số tổ hợp nội lực với tải trọng gió được xét có ảnh hưởng chính

Tải trọng	CW 1	CW 2	CW 3	CW 4	CW 5	CW 6	CW 7	CW 8	CW 9	CW 10
Tĩnh tải	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tải gió ngang nhà	1,0	0	1,0	1,0	0	0	1,0	1,0	0	0
Tải gió dọc nhà	0	1,0	0	0	1,0	1,0	0	0	1,0	1,0
Hoạt tải mái chất đều	0	0	0,8	0	0,8	0	0,8	0,6	0,8	0,6
Tải cầu trục D_{max} , D_{min}	0	0	0	0,8	0	0,8	0,6	0,8	0,6	0,8
Tải cầu trục T_{max}	0	0	0	0,8	0	0,8	0,6	0,8	0,6	0,8

Ngoài 10 tổ hợp ở trên, Bảng 2.22 trình bày thêm 6 trường hợp tổ hợp nội lực trong khung do tải trọng gió, được ký hiệu từ CW11 đến CW16, trong đó tải trọng gió được xét có ảnh hưởng giống như các hoạt tải khác; cụ thể là hệ số tổ hợp nội lực được lấy bằng 0,9 cho cả tải trọng gió và các loại hoạt tải khác. Kết quả tính toán từ trường hợp tổ hợp nội lực theo Bảng 2.22 sẽ được so sánh với kết quả tính theo các tổ hợp ở Bảng 2.21, để từ đó chỉ ra sự khác nhau của việc sử dụng các hệ số tổ hợp nội lực khi xét tải trọng gió có ảnh hưởng chính hoặc có ảnh hưởng tương tự như các hoạt tải khác.

Bảng 2.22 Hệ số tổ hợp nội lực với tải trọng gió được xét có ảnh hưởng như các hoạt tải khác

Tải trọng	CW11	CW12	CW13	CW14	CW15	CW16
Tĩnh tải	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tải gió ngang nhà	0,9	0,9	0	0	0,9	0
Tải gió dọc nhà	0	0	0,9	0,9	0	0,9
Hoạt tải mái chất đều	0,9	0	0,9	0	0,9	0,9
Tải cầu trục D_{max} , D_{min}	0	0,9	0	0,9	0,9	0,9
Tải cầu trục T_{max}	0	0,9	0	0,9	0,9	0,9

2.6.2 Kết quả tổ hợp nội lực

Nội lực trong cột và dầm khung được tổ hợp theo những nguyên tắc trình bày ở Bảng 2.20 đến Bảng 2.22 tương ứng với tải trọng động đất và gió. Tại mỗi tiết diện nguy hiểm của cột và dầm, xét ba trường hợp cặp nội lực gồm: mô men uốn lớn nhất, lực dọc trục và lực cắt tương ứng; lực dọc trục lớn nhất, mô men uốn và lực cắt tương ứng; và lực cắt lớn nhất, mô men uốn và lực dọc tương ứng.

Bảng 2.23 Giá trị mô men uốn lớn nhất và lực dọc tương ứng trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10 (kNm, kN)

Khung	Tại chân cột		Tại đỉnh cột		Tại đoạn giữa dầm	
	Mô men	Lực dọc	Mô men	Lực dọc	Mô men	Lực dọc
H-20-100	-230,62	-122,00	213,29	-64,70	-35,39	-44,15
H-26-100	-331,36	-143,66	321,68	-81,48	-49,34	-54,85
H-32-100	-475,09	-176,80	454,48	-96,36	-71,80	-91,06
H-38-100	-658,10	-205,53	608,31	-114,60	-104,62	-142,91
S-20-200	-394,87	-154,68	320,99	-91,46	-60,87	-80,99
S-26-200	-556,08	-179,59	410,88	-100,71	-92,29	-104,77
S-32-200	-738,23	-205,43	630,38	-123,65	-133,05	-149,65
S-38-200	-911,97	-185,65	798,24	-142,96	-173,64	-198,23

Bảng 2.23 trình bày kết quả tổ hợp theo trường hợp mô men uốn có giá trị lớn nhất ở những vị trí chân cột, đỉnh cột và đoạn dầm có tiết diện không đổi của các khung được khảo sát trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng động đất, từ CE1 đến CE10. Giá trị mô men uốn trong cột mang dấu dương khi gây kéo ở thớ bên trái cột và mang dấu âm khi gây kéo ở phía bên phải cột như được trình bày ở mục trước. Kết quả tổ hợp cho thấy giá trị tổ hợp mô men uốn lớn nhất đối với các khung thép nhà công nghiệp một tầng được khảo sát thường thuộc các trường hợp tổ hợp CE5, CE7 và CE9 đối với vị trí ở chân cột, tổ hợp CE5 và CE9 đối với đỉnh cột và tổ hợp CE7, CE9 và CE10 đối với đoạn giữa dầm. Kết quả đã chỉ ra rằng mô men uốn trong cột và dầm đều tăng cùng với chiều dài nhịp khung. Giá trị mô men ở đỉnh cột bằng khoảng 90% đến 95% ở chân cột. Đối với các khung một tầng một nhịp được khảo sát, giá trị mô men uốn ở đầu dầm được xác định tương ứng với giá trị mô men uốn ở đỉnh cột.

Bảng 2.24 trình bày kết quả tổ hợp theo mô men uốn có giá trị lớn nhất trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng chính, từ CW1 đến CW10. Kết quả cho thấy giá trị mô men ở đỉnh cột nhỏ hơn nhiều so với ở chân cột. Điều này cũng có nghĩa là giá trị mô men uốn ở đầu dầm từ tổ hợp có tải trọng gió có thể nhỏ hơn so với

trường hợp có tải trọng động đất. Tỷ số mô men uốn ở đỉnh cột so với mô men uốn ở chân cột tăng theo chiều dài của nhịp khung, cụ thể là 49% và 55% tương ứng với khung H-20-100 và S-20-200 có nhịp 20 m tăng lên đến 62% và 71% tương ứng với khung H-38-100 và S-38-200 có nhịp 38 m. Tương tự, Bảng 2.25 trình bày kết quả tổ hợp theo mô men uốn lớn nhất trong số kết quả của 6 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng tương tự với các hoạt tải khác, từ CW11 đến CW16.

Bảng 2.24 Giá trị mô men uốn lớn nhất và lực dọc tương ứng trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng chính, từ CW1 đến CW10 (kNm, kN)

Khung	Tại chân cột		Tại đỉnh cột		Tại đoạn giữa dầm	
	Mô men	Lực dọc	Mô men	Lực dọc	Mô men	Lực dọc
H-20-100	-237,47	-96,74	116,23	-29,93	-39,11	-31,36
H-26-100	-294,93	-111,19	168,13	-38,22	-55,76	-45,73
H-32-100	-390,46	-138,36	238,25	-46,47	-64,32	-63,73
H-38-100	-508,33	-159,19	314,66	-55,65	-83,91	-85,06
S-20-200	-242,75	-138,35	132,56	-45,56	-43,62	-42,35
S-26-200	-323,44	-151,84	187,16	-52,66	-52,66	-54,23
S-32-200	-426,55	-171,68	302,72	-62,77	-70,86	-81,71
S-38-200	-561,94	-195,88	396,60	-74,93	-89,58	-107,76

Bảng 2.25 Nội lực lớn nhất trong số kết quả của 6 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng như các hoạt tải khác, từ CW11 đến CW16 (kNm, kN)

Khung	Tại chân cột		Tại đỉnh cột		Tại đoạn giữa dầm	
	Mô men	Lực dọc	Mô men	Lực dọc	Mô men	Lực dọc
H-20-100	-249,66	-110,51	130,07	-34,94	-40,20	-37,93
H-26-100	-316,17	-136,18	187,81	-44,54	-58,30	-53,62
H-32-100	-419,00	-172,51	266,99	-53,98	-66,79	-73,29
H-38-100	-542,88	-199,40	353,14	-64,19	-85,13	-97,39
S-20-200	-263,75	-153,06	158,58	-53,64	-45,88	-49,48
S-26-200	-356,34	-171,61	205,72	-53,36	-57,40	-64,20
S-32-200	-475,54	-210,76	329,38	-69,32	-76,69	-93,83
S-38-200	-612,90	-239,93	428,64	-81,87	-93,37	-121,06

Tiếp theo, các kết quả tổ hợp nội lực trong trường hợp có tải trọng gió và trường hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương được so sánh thông qua các tỷ số k_W và k_E như sau:

$$k_W = M_{CW}^1 / M_{CW}^2 \text{ và } k_E = M_{CE}^1 / M_{CE}^2 \quad (2.4)$$

trong đó $M_{CW}^1 = \max \{M_{CW1}; \dots M_{CW10}\}$ là giá trị mô men lớn nhất trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng chính, từ CW1 đến CW10; $M_{CW}^2 = \max \{M_{CW11}; \dots M_{CW16}\}$ là giá trị mô men lớn nhất trong số kết quả của 6 tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng tương tự với các hoạt tải khác, từ CW11 đến CW16; $M_{CE}^1 = \max \{M_{CE1}; \dots M_{CE10}\}$ là giá trị mô men lớn nhất trong số kết quả của 10 tổ hợp có tải trọng động đất, từ CE1 đến CE10; $M_{CW1}, \dots M_{CW16}$ là mô men uốn tương ứng với tổ hợp CW1, ... CW16; và $M_{CE1}, \dots M_{CE10}$ là mô men uốn tương ứng với tổ hợp CE1, ... CE10.

Bảng 2.26 chỉ ra kết quả nhận được của các tỷ số k_{W1} , k_{W2} và k_{W3} tương ứng với vị trí tại chân cột, đỉnh cột và ở đoạn giữa dầm của các khung được khảo sát. Kết quả đã chỉ ra rằng giá trị nội lực được tổ hợp khi xét tải trọng gió có ảnh hưởng chính (Bảng 2.21) là nhỏ hơn khi xét tải trọng gió có ảnh hưởng tương tự như các hoạt tải khác (Bảng 2.22), cụ thể bằng khoảng 90% đến 95% ở chân cột, 84% đến 94% ở đỉnh cột và 92% đến 99% ở đoạn giữa dầm. Như vậy có thể nói rằng đối với các khung thép nhà công nghiệp một tầng được khảo sát thì tổ hợp nội lực khi tải trọng gió được xét có ảnh hưởng tương tự như các hoạt tải khác là nguy hiểm hơn khi được xét có ảnh hưởng chính.

Bảng 2.26 Tỷ số so sánh kết quả nội lực lớn nhất từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió

Khung	Giữa tổ hợp khác nhau do gió			Giữa tổ hợp động đất và gió		
	k_{W1}	k_{W2}	k_{W3}	K_{E1}	K_{E2}	K_{E3}
H-20-100	0,95	0,89	0,97	0,92	1,64	0,88
H-26-100	0,93	0,90	0,96	1,05	1,71	0,85
H-32-100	0,93	0,89	0,96	1,13	1,70	1,07
H-38-100	0,94	0,89	0,99	1,21	1,72	1,23
S-20-200	0,92	0,84	0,95	1,50	2,02	1,33
S-26-200	0,91	0,91	0,92	1,56	2,00	1,61
S-32-200	0,90	0,92	0,92	1,55	1,91	1,73
S-38-200	0,92	0,93	0,96	1,49	1,86	1,86

Đồng thời, Bảng 2.26 chỉ ra kết quả nhận được của các tỷ số k_{E1} , k_{E2} và k_{E3} tương

ứng với vị trí tại chân cột, đỉnh cột và ở đoạn giữa dầm cho các khung được khảo sát. Giá trị mô men uốn từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương nhìn chung là lớn hơn từ tổ hợp có tải trọng gió, trừ trường hợp ở chân cột khung H-20-100 và ở đoạn giữa dầm khung H-20-100 và H-26-100. Các tỷ số này có xu hướng tăng theo chiều dài của nhịp khung, cụ thể ở vị trí chân cột có giá trị trong khoảng 0,92 đến 1,21 đối với các khung được xây dựng ở Hà Nội và 1,5 đến 1,56 đối với các khung ở Sơn La. Điều này có nghĩa là ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương đối với khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục là lớn hơn đáng kể so với ảnh hưởng của tải trọng gió, phụ thuộc vào chiều dài nhịp khung và độ lớn tác động của động đất so với gió.

Trong thực tế nếu tổ hợp nội lực khi tải trọng động đất tĩnh tương đương được xét có ảnh hưởng tương tự như các hoạt tải khác thì sẽ cho kết quả nguy hiểm hơn trường hợp khi được xét có ảnh hưởng chính, do vậy các tỷ số k_{E1} , k_{E2} và k_{E3} ở Bảng 2.26 sẽ có giá trị lớn hơn.

2.6.3 Tính toán thiết kế tiết diện của cột và dầm khung chịu động đất

Tiết diện của cột và dầm khung được thiết kế để đủ chịu được các tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10 như đã chỉ ra ở Bảng 2.20, trong đó kết cấu được giả thiết ứng xử đàn hồi tuyến tính về vật liệu dưới tác dụng của các loại tải trọng, bao gồm: tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió thổi theo phương ngang và dọc nhà, và tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng.

Bảng 2.27 Tiết diện của cột và dầm khung được thiết kế đủ chịu 10 tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10 (mm)

Khung	Bản cánh cột	Bản bụng cột	Bản cánh dầm	Bản bụng dầm	
				Tại đầu dầm	Tại khoảng giữa dầm
H-20-100	300 x 10	550 x 10	300 x 10	480 x 8	300 x 8
H-26-100	300 x 10	650 x 10	300 x 10	650 x 8	400 x 8
H-32-100	300 x 10	720 x 10	300 x 10	600 x 8	470 x 8
H-38-100	300 x 12	760 x 12	300 x 12	670 x 10	480 x 10
S-20-200	300 x 12	680 x 10	300 x 10	500 x 8	350 x 8
S-26-200	300 x 14	780 x 12	300 x 10	580 x 8	380 x 8
S-32-200	300 x 14	820 x 14	300 x 12	660 x 10	450 x 10
S-38-200	300 x 16	880 x 14	300 x 14	700 x 12	450 x 12

Bảng 2.27 chỉ ra kết quả tính toán thiết kế tiết diện của cột và dầm khung để đủ chịu được các tải trọng nêu trên, bao gồm cả tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng đồng

thời theo phương ngang và đứng, trong đó phần bôi đậm thể hiện tiết diện cột và dầm tăng lên so với trường hợp được tính toán thiết kế chỉ đủ chịu các tải trọng gồm tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục và gió (chưa có tải trọng động đất) như đã trình bày trong Thuật và cs. 2019a. Kết quả cho thấy hai trường hợp khung H-20-100 và H-26-10 có tiết diện được xác định khi chịu tải trọng gió là lớn hơn khi chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Việc kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện cột và dầm khung được thực hiện bảo đảm các điều kiện yêu cầu về: ổn định tổng thể của cột theo phương trong và ngoài mặt phẳng khung; bền chịu mô men uốn, lực cắt và lực dọc trục; ổn định cục bộ của các bản thép; chuyển vị ngang ở đỉnh cột và đứng ở giữa dầm mái (TCVN 5575:2012). Đối với khung thép nhà công nghiệp một tầng, chuyển vị ngang cho phép ở đỉnh cột là 1/300 chiều cao của cột và chuyển vị đứng cho phép ở giữa dầm mái là 1/250 nhịp dầm. Cường độ tính toán của vật liệu thép là 210 N/mm². Thanh chống cột khung theo phương dọc nhà được đặt ở cao trình 3,7 m tính từ mặt móng. Kết quả tính kiểm tra cho thấy tiết diện cột và dầm khung chủ yếu được thiết kế theo điều kiện yêu cầu về chuyển vị, với điều kiện phải nhỏ hơn trong phạm vi 5% so với giá trị cho phép. Bề dày bản bụng được chọn đảm bảo điều kiện ổn định cục bộ và cấu tạo.

Bảng 2.28 Chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và chuyển vị đứng lớn nhất ở giữa dầm khi chịu 10 tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10 (mm)

Khung	Chuyển vị ngang ở đỉnh cột		Chuyển vị đứng ở giữa dầm	
	Lớn nhất	Cho phép	Lớn nhất	Cho phép
H-20-100	27,49	31,17	51,28	77,72
H-26-100	27,57	31,17	69,93	101,32
H-32-100	30,17	31,67	121,24	125,04
H-38-100	31,66	31,80	128,95	148,86
S-20-200	31,15	31,17	59,02	77,18
S-26-200	31,17	31,17	87,84	100,77
S-32-200	30,90	31,67	127,96	124,61
S-38-200	31,70	31,80	135,94	148,35

Bảng 2.28 chỉ ra kết quả chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột và chuyển vị đứng ở giữa dầm mái khi chịu động đất, trong đó chuyển vị lớn nhất ở đỉnh cột nhỏ hơn chuyển vị cho phép từ 0,05% đến 4,73%, trừ trường hợp khung H-20-100 và H-26-100 có tiết diện được thiết kế theo điều kiện chịu tải trọng gió nên chuyển vị ngang lớn nhất ở đỉnh cột khi chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương là nhỏ hơn chuyển vị cho phép tương ứng là

11,8% và 11,54%.

Bảng 2.29 trình bày kết quả kiểm tra yêu cầu về ổn định tổng thể của cột theo phương trong và ngoài mặt phẳng khung và kiểm tra yêu cầu về bền chịu nén uốn, trong đó M và N là cặp mô men uốn và lực dọc trục lớn nhất. Kết quả cho thấy ứng suất pháp σ trong cột là khá nhỏ so với cường độ tính toán của thép, cụ thể trong khoảng 35% đến 50% theo yêu cầu về ổn định tổng thể ngoài mặt phẳng khung; khoảng 50% đến 72% theo yêu cầu về ổn định tổng thể trong mặt phẳng khung; và khoảng 56% đến 87% theo yêu cầu về bền chịu nén uốn. Kết quả tính cho thấy ứng suất theo yêu cầu về bền chịu nén uốn là lớn hơn khoảng 1,15 lần đến 1,22 lần ứng suất theo yêu cầu về ổn định tổng thể trong mặt phẳng khung. Điều này có nghĩa là tiết diện cột của các khung được khảo sát khi chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương được quyết định bởi các điều kiện về chuyển vị ngang, ổn định cục bộ của bản thép cột và có thể về bền chịu nén uốn, không phụ thuộc vào điều kiện ổn định tổng thể trong và ngoài mặt phẳng khung.

Bảng 2.29 Kết quả kiểm tra yêu cầu về ổn định tổng thể và bền của cột khung đôi với 10 tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương, từ CE1 đến CE10. Đơn vị: M (kNm), N (kN) và σ (N/mm²)

Khung	Ổn định trong mặt phẳng			Ổn định ngoài mặt phẳng			Bền chịu nén uốn σ
	M	N	σ	M	N	σ	
H-20-100	230,62	122,00	102,84	121,57	122,00	72,84	118,52
H-26-100	331,36	143,66	117,15	176,53	143,66	83,17	137,30
H-32-100	475,09	176,80	142,62	252,88	176,80	101,71	171,70
H-38-100	658,10	205,53	152,02	355,21	205,53	105,42	183,23
S-20-200	394,87	154,68	113,34	222,93	154,68	82,60	134,70
S-26-200	556,08	179,59	112,62	339,63	179,59	85,84	135,02
S-32-200	735,29	219,41	130,61	426,42	219,41	97,22	159,21
S-38-200	970,90	234,54	142,43	562,59	234,54	104,48	173,35

Bảng 2.30 chỉ ra kết quả trọng lượng của cột và dầm khung được thiết kế chịu các tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương với tiết diện được trình bày ở Bảng 2.27 và trường hợp chịu các tổ hợp có tải trọng gió với tiết diện được trình bày ở Bảng 2.3. Trọng lượng này chưa kể đến các chi tiết liên kết và gia cường của cột và dầm. Trong Bảng 2.30, tỷ lệ được xác định bằng trọng lượng của cột hoặc dầm tương ứng với trường hợp chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương chia tương ứng cho trọng lượng trong trường hợp chịu tải trọng gió. Đối với khung H-20-100 và H-26-100, tiết diện của cột và dầm được quyết định bởi tải trọng gió nên tỷ lệ này có giá trị là 1,0. Đối với các khung khác, tiết diện của

cột và dầm được quyết định bởi tải trọng động đất tĩnh tương đương và kết quả cho thấy trong trường hợp này trọng lượng của cột là lớn hơn khoảng 1,03 đến 1,57 lần so với trường hợp khi được xác định chịu tải trọng gió. Tỷ lệ này có xu hướng phụ thuộc vào chiều dài của nhịp khung vì do có xét đến ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương đứng.

Bảng 2.30 Trọng lượng của cột và dầm khung được thiết kế đối với các tổ hợp nội lực có tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải gió (kN)

Khung	Trọng lượng cột			Trọng lượng dầm mái		
	Do động đất	Do gió	Tỷ lệ	Do động đất	Do gió	Tỷ lệ
H-20-100	16,87	16,87	1,00	13,44	13,44	1,00
H-26-100	16,44	16,44	1,00	19,35	19,35	1,00
H-32-100	19,68	19,09	1,03	24,64	23,99	1,03
H-38-100	24,45	21,72	1,13	36,51	29,83	1,22
S-20-200	20,54	16,87	1,22	13,99	13,99	1,00
S-26-200	27,05	17,18	1,57	18,86	18,86	1,00
S-32-200	29,65	19,39	1,53	29,91	24,06	1,24
S-38-200	32,84	21,72	1,51	42,41	30,31	1,40

2.6.4 Một số nhận xét về tính toán thiết kế kích thước tiết diện của khung thép nhà công nghiệp một tầng chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải gió

Trong mục này, tám kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng, một nhịp có cầu trục được thiết kế chịu các trường hợp tải trọng gồm: tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió thổi theo phương ngang và dọc nhà, tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng. Các thông số khảo sát gồm nhịp khung 20 m, 26 m, 32 m và 38 m; sức trục 100 kN và 200 kN và địa điểm xây dựng công trình ở khu vực Hà Nội và Sơn La. Các trường hợp tổ hợp nội lực được xét gồm 10 tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương được xét có ảnh hưởng chính, gồm CE1 đến CE10, 10 tổ hợp có tải trọng gió được xét có ảnh hưởng chính, gồm CW1 đến CW10 và 6 tổ hợp có tải trọng gió được xét có ảnh hưởng tương tự như các hoạt tải khác, gồm CW11 đến CW16. Dưới đây là những kết luận thu được từ kết quả phân tích:

- Kết quả tổ hợp nội lực từ tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương đã cho thấy mô men uốn trong cột và dầm đều tăng cùng với chiều dài nhịp khung. Hơn nữa, kết quả tổ hợp mô men uốn ở đỉnh cột từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương

bằng khoảng 90% đến 95% kết quả ở chân cột, trong khi kết quả tổ hợp mô men uốn ở đỉnh cột từ những tổ hợp có tải trọng gió chỉ bằng khoảng 49% đến 71% kết quả ở chân cột.

- Kết quả nội lực lớn nhất từ những tổ hợp có tải trọng gió khi được xét có ảnh hưởng tương tự như các hoạt tải khác, gồm CW11 đến CW16, là lớn hơn kết quả từ những tổ hợp có tải trọng gió được xét có ảnh hưởng chính, gồm CW1 đến CW10, cụ thể tỷ số k_{W1} , k_{W2} và k_{W3} tương ứng với các vị trí tại chân cột, đỉnh cột và ở đoạn giữa dầm của các khung được khảo sát đều có giá trị nhỏ hơn đơn vị.

- Kết quả nội lực lớn nhất từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương có xu hướng lớn hơn đáng kể so với từ những tổ hợp có tải trọng gió, phụ thuộc vào chiều dài nhịp khung và độ lớn tương đối của tải trọng động đất so với tải trọng gió, cụ thể tỷ số so sánh k_{E1} biểu thị mô men uốn ở vị trí chân cột có giá trị trong khoảng 0,92 đến 1,21 cho các khung ở Hà Nội và 1,5 đến 1,56 cho các khung ở Sơn La.

- Trọng lượng của cột khi được xác định chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương là lớn hơn khoảng 1,03 đến 1,57 lần so với khi được xác định chịu tải trọng gió, phụ thuộc vào chiều dài của nhịp khung và độ lớn tương đối của tải trọng động đất so với tải trọng gió. Điều này có nghĩa là kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng khi được xây dựng ở một số vùng có động đất mạnh ở Việt Nam cần được thiết kế chịu động đất, đặc biệt ở những vùng có động đất mạnh nhưng gió yếu.

2.7 Xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà

2.7.1 Xác định khối lượng tham gia dao động

Nhà công nghiệp một tầng có cầu trục thường sử dụng mái dốc bao gồm các thanh xà gồ đặt trên dầm mái và trên đó được phủ bởi các tấm tôn lượn sóng. Do vậy trong mô hình tính toán dao động riêng của công trình, việc kể đến ảnh hưởng của tấm mái và giả thiết hệ kết cấu mái như vậy có độ cứng bằng vô cùng trong mặt phẳng ngang là không bảo đảm sát với thực tế làm việc của nó và do vậy có thể dẫn đến kết quả tính toán có sai số lớn. Điều này là khác so với trường hợp kết cấu nhà cao tầng gồm các tầng sàn bằng bê tông cốt thép nằm ngang bởi vì các tầng sàn này có thể được coi là cứng vô cùng trong mặt phẳng nằm ngang của nó khi tính toán dao động riêng của hệ kết cấu (Chopra 2007).

Để đơn giản trong việc xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương, khối lượng tham gia dao động của kết cấu được giả thiết tập trung ở một số vị trí của khung như ở Hình 1.1. Mặc dù tác động của động đất đối với kết cấu có thể được xác định một cách trực tiếp theo phương pháp phổ phản ứng sử dụng phần mềm SAP2000, việc giả thiết khối lượng tập trung ở một số điểm như trong bài báo này nhằm cung cấp những giá trị tính toán trung gian cần thiết và đồng thời giảm bớt được khối lượng phân tích kết cấu khi sử dụng mô hình phi tuyến theo vật liệu dưới tác dụng của các băng gia tốc nền (Chopra 2007).

Khối lượng tham gia dao động của kết cấu được xác định từ tĩnh tải và cầu trục.

Phần trọng lượng từ tĩnh tải của các khung đều có giá trị giống nhau được trình bày ở mục trước. Trọng lượng của vật nâng và hoạt tải mái không được xét đến khi xác định khối lượng tham gia dao động vì xác suất xuất hiện đồng thời của các trường hợp này khi động đất thiết kế lớn nhất xảy ra là rất nhỏ và có thể bỏ qua.

Bảng 2.31 Tải trọng từ cầu trục tại khung trục 4, 5 và 6 (kN)

Nhà khung	D_{max}			D_{min}		
	Axis 4	Axis 5	Axis 6	Axis 4	Axis 5	Axis 6
H-20-100	26,59	168,16	43,65	6,63	41,91	10,88
H-26-100	40,47	181,06	55,38	13,83	61,87	18,93
H-32-100	59,05	194,35	80,36	26,41	86,92	35,94
H-38-100	76,08	208,54	103,22	38,95	106,78	52,86
S-20-200	49,91	312,19	85,36	10,6	66,28	18,12
S-26-200	71,83	316,43	103,21	18,55	81,71	26,65
S-32-200	97,98	314,83	141,01	33,09	106,33	47,63
S-38-200	120,31	325,08	167,97	45,98	124,28	64,22

Bảng 2.32 Trọng lượng để xác định khối lượng tham gia dao động tại vị trí 2 của các khung trục 4, 5 và 6 (kN)

Kết cấu khung	W_2			Kết cấu khung	W_2		
	Trục 4	Trục 5	Trục 6		Trục 4	Trục 5	Trục 6
H-20-100	19,63	56,70	24,10	S-20-200	23,36	79,52	30,95
H-26-100	27,51	79,90	33,07	S-26-200	32,83	101,11	41,59
H-32-100	41,72	108,08	52,18	S-32-200	48,86	128,75	64,71
H-38-100	54,33	127,29	69,28	S-38-200	62,14	146,73	81,82

Phần trọng lượng từ hai cầu trục được xếp cạnh nhau chỉ truyền đến ba khung liền kề, trong đó khung ở giữa tiếp nhận nhiều nhất. Trong mục này, xét khung trục 5 nằm ở khoảng giữa hai vị trí khoang có giằng cột là khung có trọng lượng từ cầu trục truyền đến nhiều nhất (Hình 2.1). Dầm đỡ cầu trục được sử dụng là dầm đơn giản và được kê trên hai vai cột của hai khung cạnh nhau. Do vậy, tải trọng từ cầu trục được xác định từ đường ảnh hưởng do hai cầu trục được xếp ở vị trí nguy hiểm cho khung trục 5 chỉ ảnh hưởng đến ba khung ở trục 4, 5 và 6, có nghĩa là trọng lượng cầu trục truyền đến khung trục 5 là nhiều nhất, rồi đến khung trục 6 và 4 nằm ở hai bên khung trục 5; trọng lượng từ cầu trục không truyền đến các khung khác. Trọng lượng tham gia dao động từ cầu trục tác dụng ở khung

trục 5 có giá trị tương tự như đã trình bày ở mục trước. Bảng 2.31 trình bày kết quả tải trọng từ cầu trục tác dụng theo phương thẳng đứng tại vị trí vai cột của hai cột khung ngang tương ứng với vị trí của hai cầu trục và xe con gây bất lợi nhất cho cột khung.

Bảng 2.32 trình bày kết quả trọng lượng để xác định khối lượng tham gia dao động ở vị trí 2 như chỉ ra ở Hình 1.1 cho các khung trục 4, 5 và 6 từ trọng lượng của cầu trục và trọng lượng của dầm đỡ cầu trục, bỏ qua trọng lượng của vật nâng như đã đề cập ở trên. Trọng lượng từ cầu trục được truyền đều sang hai bên vai cột và giá trị này phụ thuộc vào nhịp khung, bước khung và loại cầu trục. Trọng lượng W_2 ở vị trí 2 của các khung từ trục 1 đến 3 và 7 đến 16 (Hình 2.1) chỉ gồm trọng lượng của dầm đỡ cầu trục, bằng 12,76 kN cho trường hợp dầm đỡ cầu trục có nhịp 6,5 m.

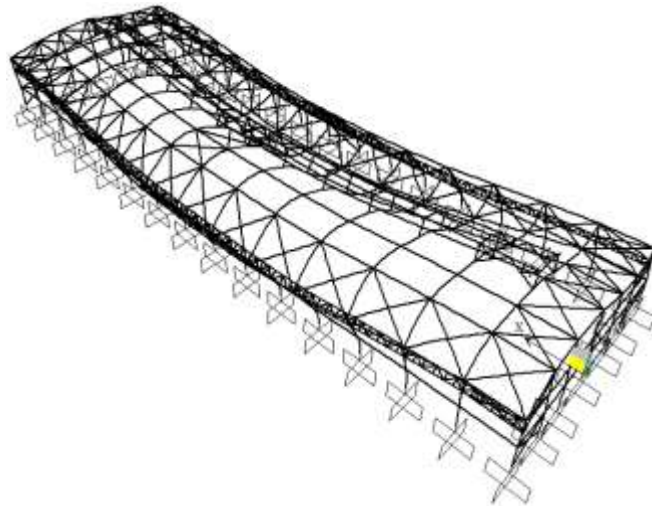
2.7.2 Xác định dao động riêng của hệ kết cấu khung không gian

Hệ kết cấu khung không gian được phân tích bằng phần mềm SAP2000 với giả thiết sau: liên kết ngàm ở chân cột khung và liên kết cứng ở đỉnh cột khung theo tất cả các phương; liên kết khớp ở đầu các thanh chống và thanh giằng; đối với cột chống gió, liên kết ngàm với móng bê tông cốt thép, liên kết khớp với dầm mái theo phương dọc và ngang nhà, liên kết khớp trượt với dầm mái theo phương đứng; sử dụng giàn hãm để truyền lực theo phương ngang và dọc nhà vào khung; và bỏ qua ảnh hưởng của độ cứng và độ bền của xà gồ mái và tấm tôn lợp (Hình 2.133).

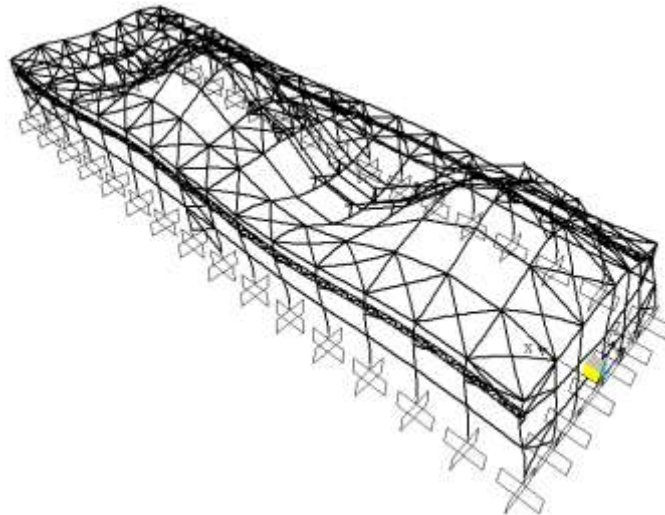
Bảng 2.33 Chu kỳ dao động riêng bậc nhất theo phương ngang, đứng và dọc nhà (giây)

Kết cấu khung	T_{1y}	T_{1z}	T_{1x}	Kết cấu khung	T_{1y}	T_{1z}	T_{1x}
	Ngang	Đứng	Dọc		Ngang	Đứng	Dọc
H-20-100	0,4339	0,2796	0,1871	S-20-200	0,3562	0,2403	0,1835
H-26-100	0,4253	0,3330	0,2349	S-26-200	0,3986	0,3525	0,2568
H-32-100	0,4448	0,4453	0,3075	S-32-200	0,3623	0,3883	0,2586
H-38-100	0,4686	0,4681	0,3043	S-38-200	0,3817	0,4170	0,2880

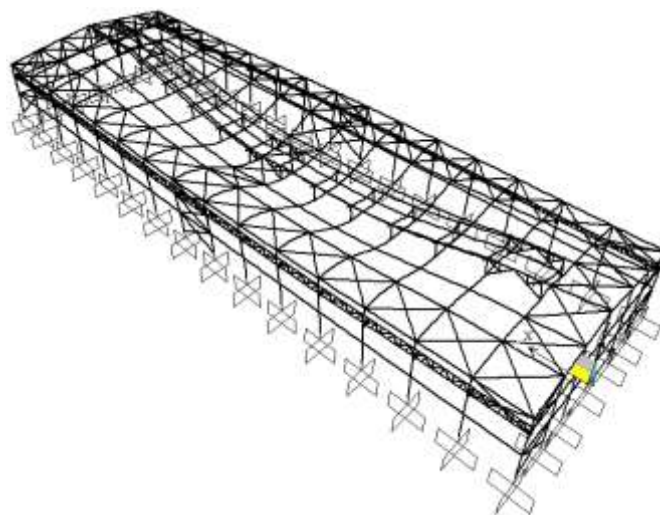
Khối lượng tham gia dao động được đặt tập trung ở những vị trí trên khung như chỉ ra ở Hình 2.1. Bảng 2.33 trình bày kết quả xác định chu kỳ dao động riêng bậc nhất theo các phương ngang, đứng và dọc nhà của các hệ khung không gian được khảo sát, tương ứng với ba trục y, z và x. Kết quả chu kỳ dao động riêng theo PDN là nhỏ nhất so với hai phương kia, bằng khoảng 0,19 giây đến 0,30 giây cho các trường hợp ở Hà Nội và từ 0,18 giây đến 0,29 giây cho các trường hợp ở Sơn La. Bảng 2.34 đến 2.41 trình bày kết quả biên độ dao động riêng bậc nhất của các hệ khung khảo sát, trong đó khung trục 4, 5 và 6 có khối lượng tham gia dao động từ cầu trục là lớn hơn so với các khung khác như đã trình bày ở trên.



a) Theo phương ngang nhà



b) Theo phương dọc nhà



c) Theo phương đứng

Hình 2.133 Các dạng dao động bậc nhất của hệ kết cấu nhà S-32-200

Bảng 2.34 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-20-100

H-20-100 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	13,40	0,019582	0,019570	0,019558	0,019565	-0,257429	-0,713434
7	13,03	-0,408572	-0,412475	-0,414975	-0,409657	-0,265365	-0,718615
6	11,06	-0,320303	-0,331508	-0,337961	-0,314879	-0,297195	-0,747225
5	10,82	-0,341155	-0,354135	-0,354198	-0,337127	-0,302378	-0,718068
4	10,01	-0,227143	-0,233839	-0,224059	-0,227955	-0,310447	-0,286636
3	9,35	-0,214847	-0,209099	-0,216513	-0,213882	-0,296771	-0,001895
2	6,65	0,006007	0,002061	0,004889	0,009479	-0,198986	0,004797
1	6,65	-0,139582	-0,137159	-0,141410	-0,139295	-0,198904	-0,001337

Bảng 2.35 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-20-200

S-20-200 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	13,40	0,015506	0,015496	0,015487	0,015499	-0,276393	0,901342
7	13,03	-0,375997	-0,380284	-0,383226	-0,375954	-0,284623	0,906220
6	11,06	-0,264724	-0,271019	-0,272863	-0,260357	-0,313106	0,943714
5	10,82	-0,296356	-0,305103	-0,301912	-0,293273	-0,318494	0,905284
4	10,01	-0,221693	-0,228242	-0,219737	-0,222678	-0,327037	0,350147
3	9,35	-0,205476	-0,201102	-0,208344	-0,204428	-0,312559	0,002598
2	6,65	0,005531	0,001607	0,004164	0,010476	-0,208544	-0,007287
1	6,65	-0,137921	-0,136307	-0,139486	-0,137682	-0,208352	0,001822

Bảng 2.36 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-26-100

H-26-100 Vị trí	H_i (m)	Theo phương DỌC nhà				Theo phương NGANG nhà	Theo phương ĐỨNG
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	14,03	-0,001684	-0,001694	-0,001700	-0,001691	-0,238682	0,586298
7	13,02	-0,409134	-0,411793	-0,413193	-0,408280	-0,245590	0,587710
6	11,72	-0,160300	-0,165655	-0,168267	-0,152391	-0,271510	0,615269
5	10,51	-0,219696	-0,226473	-0,223166	-0,213755	-0,278477	0,587261
4	8,78	-0,127448	-0,129114	-0,120119	-0,130853	-0,287965	0,204755
3	9,35	-0,103191	-0,101480	-0,109188	-0,099992	-0,268677	0,001424
2	6,70	0,001825	0,000627	0,001500	0,004162	-0,182008	-0,006486
1	6,70	-0,068320	-0,067939	-0,070469	-0,067809	-0,181901	0,001005

Bảng 2.37 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-26-200

S-26-200 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	14,03	-0,362766	-0,362700	-0,362648	-0,362772	-2,069138	-4,838282
7	13,02	3,175514	3,187944	3,195216	3,168488	-2,14907	-4,849244
6	11,72	1,714898	1,748697	1,746028	1,647192	-2,411044	-5,131286
5	10,51	2,599616	2,660356	2,597748	2,544625	-2,491322	-4,846452
4	8,78	1,314837	1,345089	1,267493	1,344132	-2,582122	-1,441678
3	9,35	1,096186	1,079197	1,151508	1,067184	-2,367842	-0,008337
2	6,70	-0,035522	-0,011438	-0,027844	-0,096072	-1,346209	0,091586
1	6,70	0,708387	0,705858	0,724569	0,704852	-1,345031	-0,005326

Bảng 2.38 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-32-100

H-32-100 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	14,02	-5,329374	-5,328153	-5,326977	-5,322737	20,389506	42,698701
7	13,70	32,882390	33,292954	33,639224	34,775604	21,007034	42,685449
6	11,67	13,931285	15,249039	16,498899	22,457369	23,522422	44,536786
5	11,35	14,776133	15,925424	17,092478	22,317696	24,139662	42,666770
4	10,34	11,936621	11,123842	9,739696	11,194544	24,880671	15,233954
3	9,50	8,503091	9,249813	10,539578	10,458226	23,296489	0,068988
2	6,48	-0,222625	-0,083099	-0,169613	-0,779733	14,357859	-0,544404
1	6,48	5,506226	5,715219	6,119505	6,024944	14,341868	0,046150

Bảng 2.39 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-32-200

S-32-200 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	14,02	-2,508761	-2,507817	-2,506984	-2,506447	22,007310	-48,610586
7	13,70	36,524550	36,855595	37,079417	36,747836	22,870811	-48,391125
6	11,67	22,185097	22,267814	22,206398	21,575787	26,077501	-50,704227
5	11,35	22,910290	22,651249	22,500983	22,373059	26,940179	-48,363202
4	10,34	11,804136	13,076931	12,824222	11,938947	27,850949	-15,286605
3	9,50	11,908181	10,626348	10,847109	11,851068	25,751025	-0,069232
2	6,48	-0,249358	-0,095011	-0,192135	-1,054683	15,545805	0,663070
1	6,48	6,942601	6,583398	6,698136	6,916550	15,514164	-0,046078

Bảng 2.40 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung H-38-100

H-38-100 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	15,16	-0,000774	-0,000772	-0,000770	-0,000762	-0,184736	-0,393191
7	14,63	0,247786	0,248182	0,247976	0,239497	-0,198720	-0,391919
6	12,81	0,144072	0,142149	0,139473	0,096940	-0,234621	-0,410299
5	12,29	0,148040	0,145598	0,141250	0,106779	-0,248634	-0,391736
4	10,70	0,056081	0,057117	0,061733	0,085074	-0,260478	-0,129415
3	9,54	0,058670	0,058090	0,053183	0,041546	-0,233968	-0,000552
2	6,65	-0,001519	-0,000646	-0,001256	-0,009166	-0,144539	0,006948
1	6,65	0,031744	0,031829	0,031154	0,028550	-0,144413	-0,000375

Bảng 2.41 Biên độ của dạng dao động bậc nhất của khung S-38-200

S-38-200 Vị trí	H_i (m)	Theo phương dọc nhà				Theo phương ngang nhà	Theo phương đứng
		Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 5	Trục 5
8	15,16	-0,001048	-0,001050	-0,001051	-0,001051	-0,142305	-0,398806
7	14,63	-0,282410	-0,284382	-0,285582	-0,282476	-0,158674	-0,395950
6	12,81	-0,160942	-0,164775	-0,167519	-0,156338	-0,200024	-0,415978
5	12,29	-0,173706	-0,176558	-0,178786	-0,169559	-0,216423	-0,395717
4	10,70	-0,103510	-0,100910	-0,093253	-0,106816	-0,227498	-0,114795
3	9,54	-0,078608	-0,080621	-0,086917	-0,076366	-0,199330	-0,000532
2	6,65	0,002787	0,001145	0,002065	0,017429	-0,120288	0,007336
1	6,65	-0,049153	-0,049546	-0,051411	-0,048706	-0,120103	-0,000360

2.7.3 Xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương dọc nhà

Tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng lên hệ kết cấu khảo sát theo PDN được xác định giống như theo phương ngang nhà được trình bày ở mục trước, trong đó sử dụng phổ gia tốc thiết kế loại 1, gia tốc nền tham chiếu $a_{gR} = 0,1097g$ và $0,1893g$ tương ứng với khu vực Hà Nội và Sơn La, hệ số tầm quan trọng của công trình bằng 1,0, nền đất yếu loại D với hệ số nền bằng 1,35 và hệ số ứng xử được lấy bằng 3,0 (TCVN 9386:2012, EC8 2003). Đối với kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục, giải pháp mái nhẹ với xà gồ đặt kê lên dầm mái và trên đó có lợp tấm tôn được sử dụng phổ biến, hơn nữa chuyển vị ngang và đứng cho phép của loại kết cấu nhà công nghiệp này là khá lớn (TCVN 5575:2012) do đó hệ số cản nhớt có thể được lấy bằng 5%, lớn hơn so với trường hợp kết cấu nhà cao tầng bằng thép (Chopra 2007).

Bảng 2.42 đến 2.45 trình bày kết quả xác định tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN tại các vị trí tập trung khối lượng trên các hệ khung khảo sát như chỉ ra ở Hình 2.1, trong đó các khung trục 4, 5 và 6 có phần khối lượng từ trọng lượng cầu trục và khung trục 13 thì không có như đã trình bày ở trên. Để thuận tiện cho việc tính toán, tải trọng tác dụng lên các khung khác khung trục 4, 5 và 6 đều coi có giá trị giống nhau, giống khung trục 13. Kết quả cho thấy tải trọng động đất tác dụng ở khung trục 5 là lớn nhất do có khối lượng tham gia dao động lớn nhất.

Bảng 2.42 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung H-20-100 và H-26-100 (kN)

Vị trí	H-20-100				H-26-100			
	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13
8	-0,494	-0,759	-0,532	-0,445	-0,503	-0,816	-0,543	-0,415
7	0,823	1,269	0,891	0,740	1,266	2,061	1,375	1,044
6	0,299	0,464	0,327	0,269	0,425	0,690	0,458	0,350
5	1,795	2,768	1,948	1,616	2,539	4,099	2,724	2,092
4	2,217	3,357	2,349	1,997	2,567	4,083	2,720	2,117
3	1,042	1,614	1,114	0,942	1,164	1,908	1,249	0,962
2	-0,349	-0,497	-0,358	-0,333	-0,218	-0,337	-0,227	-0,191
1	3,920	5,965	4,108	3,542	3,305	5,298	3,471	2,731

Bảng 2.43 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung H-32-100 và H-38-100 (kN)

Vị trí	H-32-100				H-38-100			
	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13
8	-0,345	-0,554	-0,382	-0,255	-0,186	-0,288	-0,207	-0,131
7	1,045	1,686	1,166	0,775	1,972	3,080	2,231	1,392
6	0,429	0,702	0,491	0,325	0,909	1,426	1,036	0,651
5	2,619	4,261	2,982	1,972	4,724	7,366	5,297	3,381
4	4,178	6,655	4,367	3,042	4,148	6,610	5,014	2,743
3	1,572	2,517	1,799	1,172	1,902	2,823	1,873	1,383
2	-0,326	-0,504	-0,344	-0,262	-0,827	-1,199	-0,888	-0,846
1	4,539	7,168	4,934	3,360	4,039	6,076	4,222	2,835

Bảng 2.44 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung S-20-200 và S-26-200 (kN)

Vị trí	S-20-200				S-26-200			
	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13
8	-0,763	-1,354	-0,856	-0,655	-0,821	-1,443	-0,911	-0,645
7	1,371	2,444	1,550	1,175	1,695	2,988	1,891	1,333
6	0,489	0,870	0,548	0,420	0,812	1,433	0,901	0,638
5	3,045	5,400	3,402	2,611	4,910	8,621	5,437	3,860
4	4,147	7,307	4,597	3,556	4,968	8,634	5,460	3,906
3	1,911	3,390	2,116	1,639	2,256	3,985	2,472	1,774
2	-0,724	-1,187	-0,768	-0,671	-1,007	-1,637	-1,062	-0,924
1	7,303	12,757	7,923	6,260	6,518	11,292	7,008	5,120

Bảng 2.45 Tải trọng động đất tương đương theo PDN khung S-32-200 và S-38-200 (kN)

Vị trí	S-32-200				S-38-200			
	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13	Trục 4	Trục 5	Trục 6	Trục 13
8	-0,321	-0,541	-0,370	-0,224	-0,391	-0,629	-0,451	-0,269
7	1,236	2,087	1,427	0,870	4,059	6,548	4,709	2,786
6	0,673	1,155	0,802	0,478	1,793	2,878	2,057	1,230
5	4,264	7,273	5,071	3,020	9,094	14,624	10,419	6,247
4	8,429	14,181	9,078	5,838	7,571	11,772	8,441	5,167
3	2,994	4,991	3,605	2,100	3,357	5,513	3,890	2,337
2	-1,045	-1,676	-1,136	-0,857	-2,015	-2,963	-2,183	-2,640
1	9,052	14,956	10,221	6,320	7,057	11,220	7,935	4,860

2.8 Đánh giá ảnh hưởng của thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà đối với nội lực trong khung và giằng cột

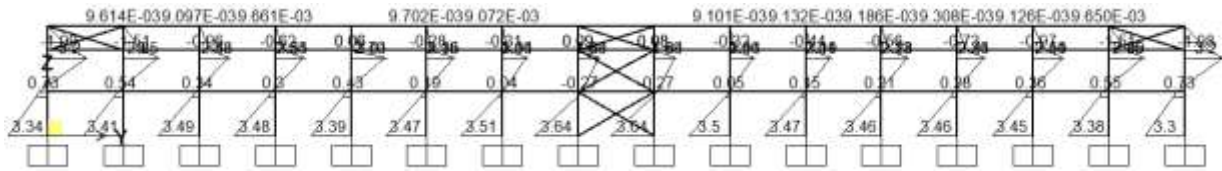
2.8.1 Mô men uốn và lực dọc trong cột

Ảnh hưởng của tải trọng động đất tác dụng theo PDN được đánh giá thông qua kết quả nội lực trong hệ kết cấu được xác định bằng phần mềm SAP2000. Nội lực do các trường hợp tải trọng gồm tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió thổi theo phương ngang và dọc nhà, hai thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng được tính theo sơ đồ khung phẳng mà tách ra từ hệ kết cấu như đã trình bày ở mục trước. Với sơ đồ tính như vậy, các loại tải trọng này chỉ gây ra mô men uốn trong mặt phẳng khung ngang (mô men uốn quanh trục hoành của tiết diện cột, quanh trục x), ký hiệu là M_x , cùng với lực dọc N và lực cắt Q_y tương ứng.

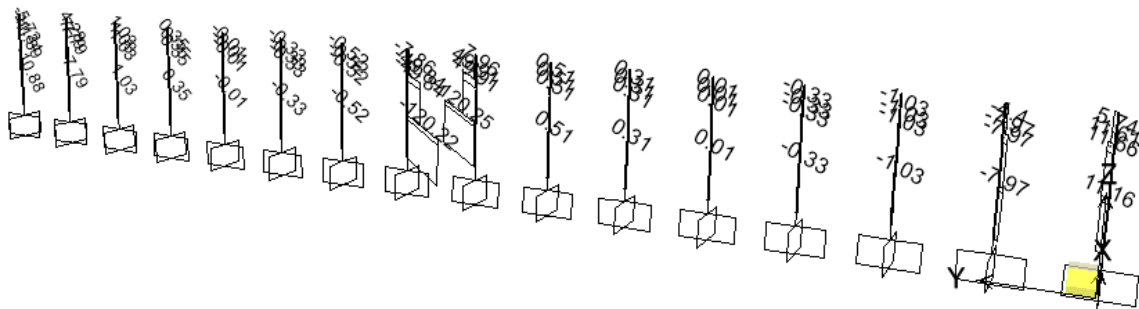
Đối với trường hợp tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN thì nội lực trong kết cấu phải được tính theo sơ đồ kết cấu không gian và từ đó xác định được thành phần mô men uốn trong cột theo PDN (theo phương ngoài mặt phẳng khung ngang, quanh trục y), ký hiệu là M_y , cùng với lực dọc N và lực cắt Q_x tương ứng. Đối với trường hợp gió thổi theo PDN thì ngoài thành phần tải trọng gió tác dụng theo phương dọc lên tường hồi nhà, còn có thành phần tải trọng gió hút ở hai biên nhà hướng ra ngoài theo phương ngang; kết quả là gây ra cả mô men uốn M_x và M_y trong cột tương ứng theo phương ngang và dọc nhà, trong đó M_x có thể được xác định theo sơ đồ khung phẳng như đã trình bày ở mục trước và M_y phải được xác định theo sơ đồ kết cấu không gian.

Hình 2.134 đến 2.141 trình bày kết quả nội lực do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN đối với các hệ kết cấu khảo sát, trong đó chỉ trình bày kết quả của

một bên cột khung vì lý do đối xứng. Hình vẽ không thể hiện phân dầm khung vì giá trị mô men uốn trong dầm theo phương ngoài mặt phẳng là khá nhỏ, hơn nữa thực tế khi kể đến ảnh hưởng của hệ xà gò và mái tôn cùng làm việc với dầm khung theo PDN thì giá trị mô men uốn trong dầm theo phương ngoài mặt phẳng sẽ có xu hướng càng nhỏ hơn.

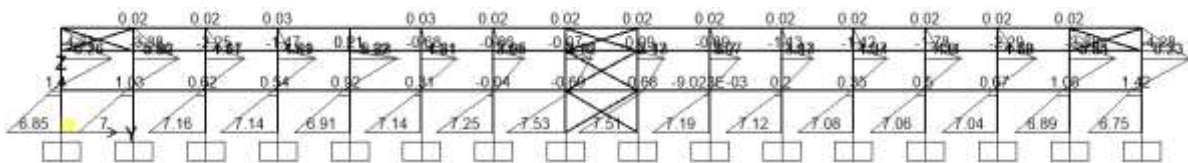


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

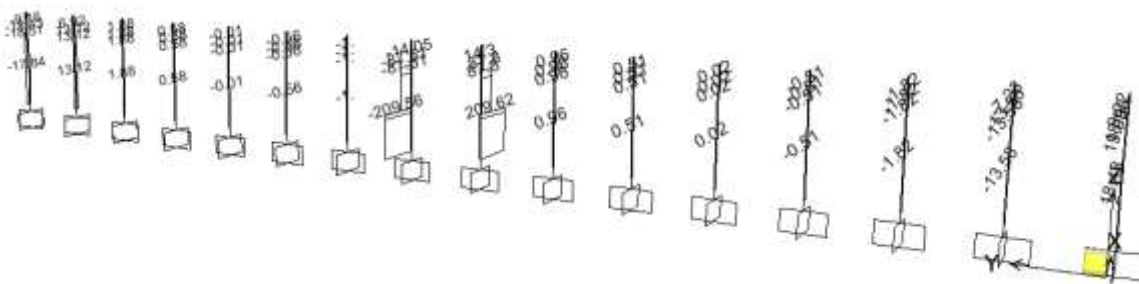


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.134 Nội lực trong kết cấu H-20-100 do tải trọng động đất tính tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

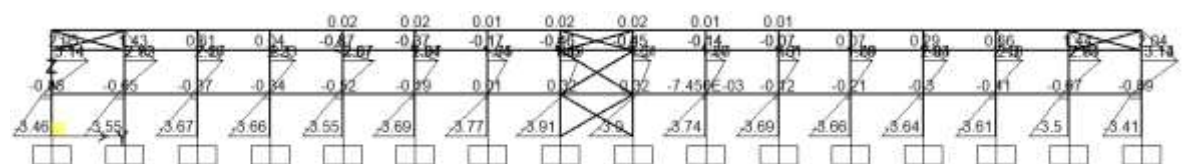


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

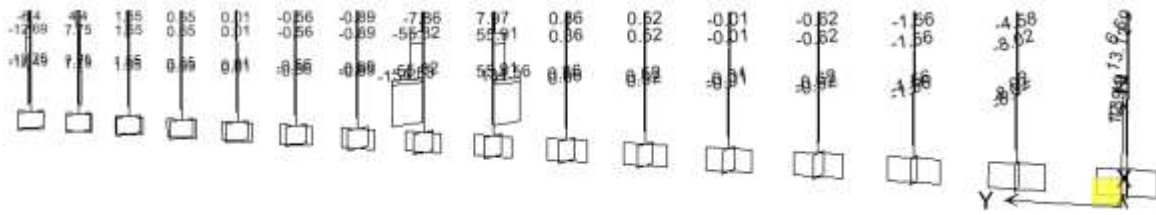


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.135 Nội lực trong kết cấu S-20-200 do tải trọng động đất tính tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

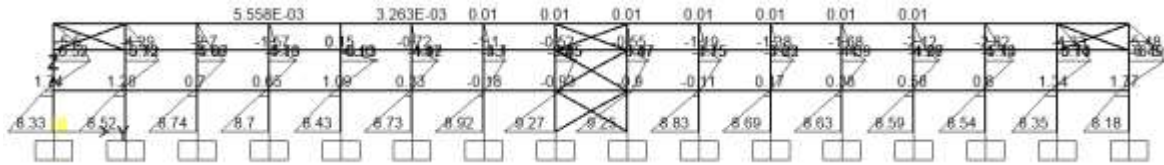


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

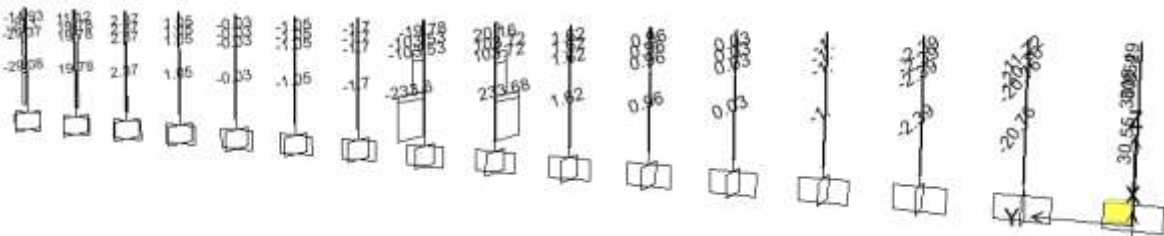


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.136 Nội lực trong kết cấu H-26-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

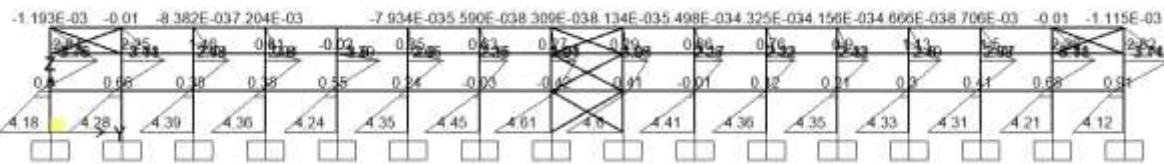


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

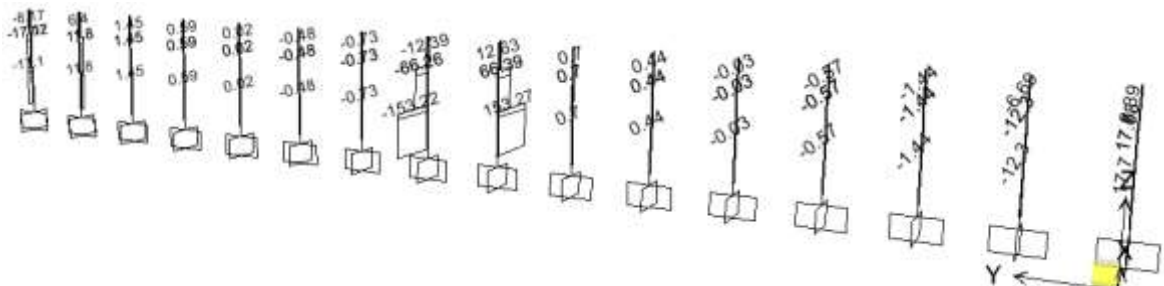


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.137 Nội lực trong kết cấu S-26-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

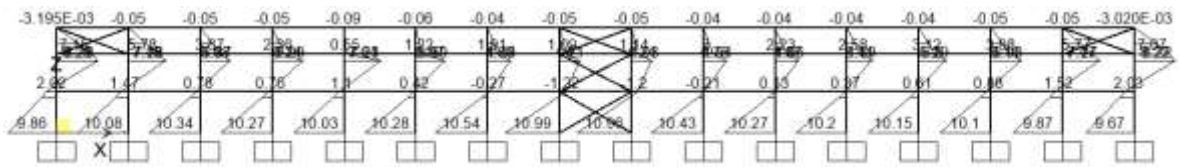


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

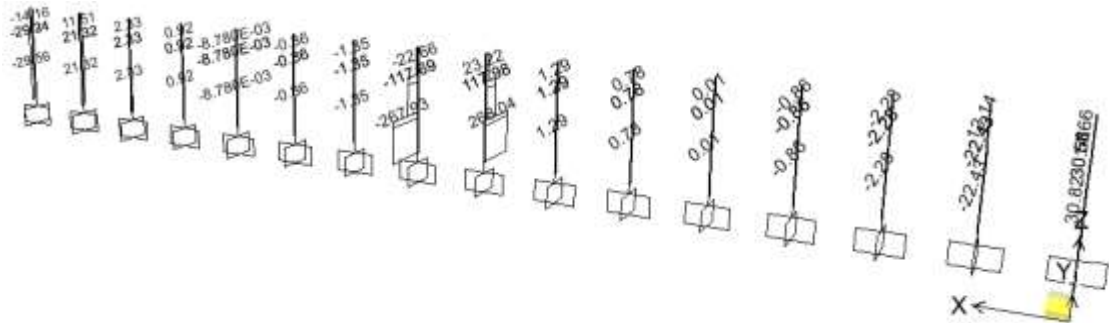


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.138 Nội lực trong kết cấu H-32-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

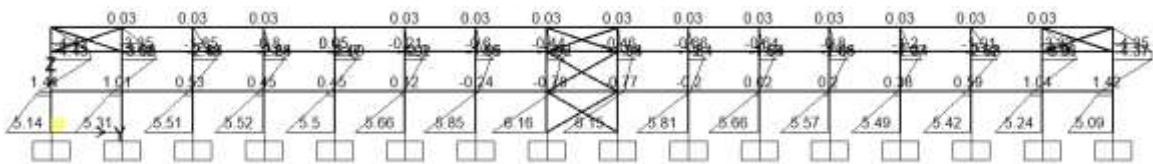


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

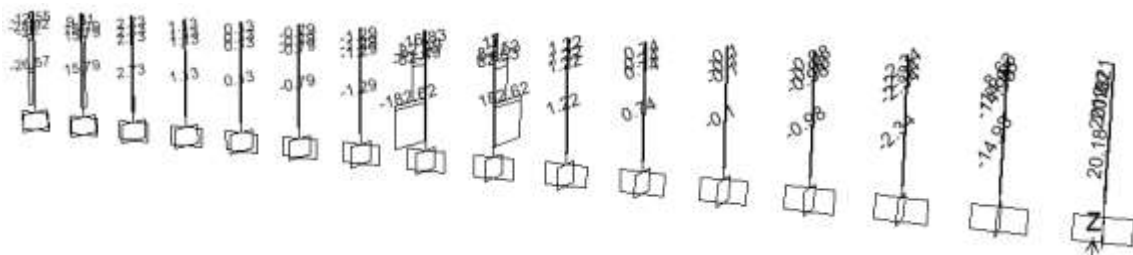


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.139 Nội lực trong kết cấu S-32-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

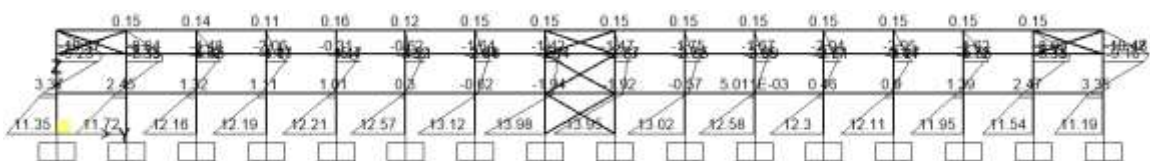


a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

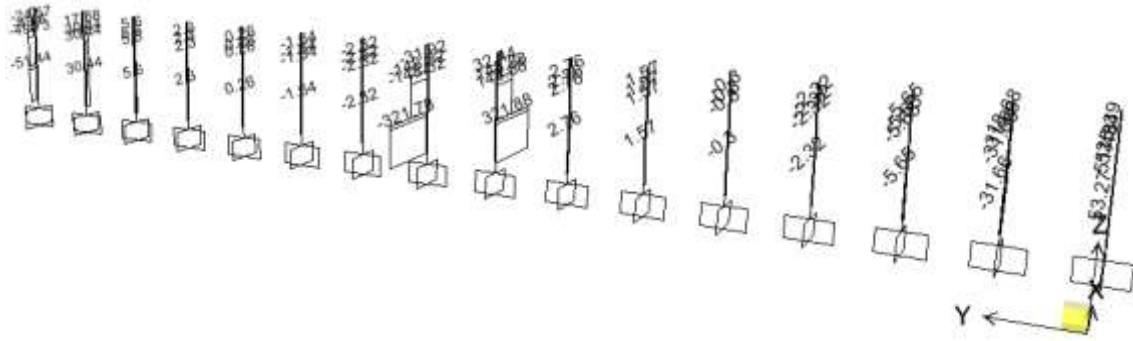


b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.140 Nội lực trong kết cấu H-38-100 do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải



a. Mô men uốn trong cột theo PDN, M_y (kNm)

b. Lực nén trong cột, N (kN)

Hình 2.141 Nội lực trong kết cấu S-38-200 do tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN hướng từ trái sang phải

Kết quả tính cho thấy mô men uốn M_y trong cột do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN có giá trị khá nhỏ, chẳng hạn từ 4,12 kNm đến 4,61 kNm và 9,67 kNm đến 10,99 kNm tương ứng tại các chân cột khung nhà H-32-100 (Hình 2.138) và S-32-200 (Hình 2.139). Có thể thấy mô men uốn ở các chân cột thuộc khoang có giằng cột như ở trục 8 và 9 có giá trị lớn hơn ở các cột khác vì các khoang này có độ cứng ngang lớn hơn. Khung trục 5 có tải trọng động đất tĩnh tương đương lớn nhất tác dụng theo PDN, nhưng lại có giá trị mô men M_y nhỏ vì không nằm ở khoang có giằng cột. Kết quả tương tự cũng thu được cho những trường hợp khác khi hai cầu trục đặt ở những vị trí truyền trọng lượng lớn nhất từ cầu trục đến một khung nào đó. Như vậy có thể thấy kết quả tính M_y không phụ thuộc vào vị trí của cầu trục di chuyển theo PDN.

Kết quả tính cho các sơ đồ kết cấu khảo sát đều cho giá trị mô men M_y lớn nhất ở chân cột khung trục 8, cụ thể từ 3,64 kNm đến 6,16 kNm đối với trường hợp ở Hà Nội và từ 7,53 kNm đến 13,98 kNm đối với trường hợp ở Sơn La. Có thể thấy giá trị này là nhỏ hơn nhiều lần so với giá trị mô men uốn theo phương trong mặt phẳng khung, M_x , đã được trình bày ở mục trước do tải trọng động đất tác dụng theo phương ngang nhà và đứng.

Bảng 2.45 chỉ ra kết quả so sánh các giá trị mô men uốn lớn nhất ở chân cột khung trục 8 do tĩnh tải và tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang, đứng và dọc nhà. Trong trường hợp này đã xét đến vị trí xếp hai cầu trục để trọng lượng của chúng truyền đến cột khung trục 8 là lớn nhất. Kết quả đã chỉ ra rằng giá trị mô men M_y ở chân cột do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN là rất nhỏ, chỉ bằng khoảng 3,41% đến 4,69% và 4,03% đến 8,05% so với giá trị mô men uốn M_x tương ứng với tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và đứng, không phụ thuộc vào chiều dài nhịp khung. Giá trị mô men M_y càng nhỏ hơn nữa khi nhân với hệ số tổ hợp bằng 0,3 để kể đến tác động đồng thời của các thành phần tải trọng động đất (TCVN 9386:2012, EC8 2003).

Bảng 2.45 Mô men uốn và lực dọc tại chân cột (kNm, kN)

Kết cấu khung	Do tĩnh tải		Do tải trọng động đất tĩnh tương đương					
			Theo phương ngang		Theo phương đứng		Theo phương dọc nhà	
	M_x	N	M_x	N	M_x	N	M_y	N
H-20-100	56,24	63,91	77,58	2,80	45,19	15,75	3,64	120,25
H-26-100	97,08	70,59	101,19	2,98	67,41	17,14	3,91	134,10
H-32-100	156,51	82,38	135,00	2,68	85,63	16,99	4,61	153,27
H-38-100	246,39	95,49	164,39	2,95	130,11	18,73	6,16	182,62
S-20-200	61,09	66,13	170,99	4,75	123,63	38,57	7,53	209,62
S-26-200	115,97	76,16	230,57	3,89	191,23	33,93	9,27	233,68
S-32-200	189,15	90,38	282,81	4,31	242,74	38,82	10,99	268,04
S-38-200	296,64	105,34	336,41	4,64	347,09	40,81	13,98	321,88

Như chỉ ra ở Bảng 2.45, lực dọc ở trong cột do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN có giá trị khá lớn. Trong số 16 cột từ trục 1 đến 16, nội lực trong cột khung trục 8 và 9 thuộc khoang có giằng cột có giá trị lớn nhất, cụ thể từ 120,25 kN đến 182,62 kN và từ 209,62 kN đến 321,88 kN tương ứng với các trường hợp ở Hà Nội và Sơn La. Các giá trị này tăng theo chiều dài nhịp khung tương ứng từ 20 m đến 38 m. Tỷ lệ so sánh giữa giá trị lực dọc lớn nhất trong cột do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN (trong cột trục 8) với giá trị do tĩnh tải gây ra như sau: từ 1,88 đến 1,91 cho trường hợp ở Hà Nội và từ 2,97 đến 3,17 cho trường hợp ở Sơn La.

Như vậy, mặc dù giá trị mô men M_y theo phương ngoài mặt phẳng khung ngang là rất nhỏ và có thể bỏ qua, nhưng giá trị lực dọc trong cột thuộc khoang có giằng cột do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN lại khá lớn và cần phải kể đến trong tính toán thiết kế cột khung thép cho nhà công nghiệp một tầng có cầu trục. Hay nói cách khác cần phải xét đến cả ba thành phần tải trọng động đất tác dụng theo phương ngang, đứng và dọc nhà để tính lực dọc trong cột, đặc biệt là đối với những cột thuộc khoang có giằng cột. Hơn nữa, trong thực tế liên kết ở chân cột khung có thể được cấu tạo không hoàn toàn là liên kết ngàm theo PDN, có thể thiên về liên kết khớp, dẫn đến mô men M_y ở chân cột theo PDN sẽ càng nhỏ hơn trong khi đó lực dọc trong cột khung và trong các thanh giằng chéo của cột sẽ càng lớn hơn.

2.8.2 Tổ hợp nội lực và tỷ lệ so sánh giữa trường hợp có và không xét thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương dọc nhà

Trong thiết kế kết cấu kháng chấn, một thành phần tải trọng động đất nào đó tác dụng theo phương ngang, đứng hoặc dọc nhà được coi là tác dụng chính với hệ số tổ hợp là 1,0 thì hai thành phần còn lại được coi là tác dụng phụ với hệ số tổ hợp là 0,3 (TCVN 9386; EC8 2003). Bảng 2.46 trình bày các trường hợp tổ hợp giữa tĩnh tải và các thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương, trong đó CE1, CE2 và CE3 tương ứng với trường hợp có xét đến thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN; CE4 và CE5 tương ứng với trường hợp không xét theo PDN.

Bảng 2.46 Hệ số tổ hợp nội lực đối với tĩnh tải và tải trọng động đất tĩnh tương đương

Tải trọng	Có xét theo PDN			Không xét theo PDN	
	CE1	CE2	CE3	CE4	CE5
Tĩnh tải	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương ngang	1,0	0,3	0,3	1,0	0,3
Tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương đứng	0,3	1,0	0,3	0,3	1,0
Tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương dọc	0,3	0,3	1,0	0	0

Bảng 2.47 và 2.48 chỉ ra kết quả tổ hợp nội lực bao gồm giá trị mô men M_x do hai thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng gây ra như trình bày ở mục trước và giá trị lực dọc N trong cột tương ứng với ba và hai thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương gây ra. Trong Bảng 2.47, tổ hợp EC1 tương ứng với thành phần động đất tĩnh tương đương theo phương ngang là chính cho giá trị mô men M_x lớn nhất; tổ hợp EC3 tương ứng với thành phần động đất tĩnh tương đương theo PDN là chính cho giá trị lực nén N lớn nhất; và tổ hợp EC2 tương ứng với thành phần động đất tĩnh tương đương theo phương đứng là chính cho giá trị ở khoảng trung gian giữa hai trường hợp tổ hợp EC1 và EC3.

Khi không xét đến thành phần động đất tĩnh tương đương theo PDN, tổ hợp EC5 tương ứng với thành phần động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang là chính cho giá trị lực dọc N lớn hơn trường hợp tổ hợp EC4 tương ứng với thành phần động đất tĩnh tương đương theo phương đứng là chính (Bảng 2.48). Trong trường hợp này mô men M_y theo phương ngoài mặt phẳng khung ngang được coi bằng không.

Mức độ tăng của lực nén trong cột khi có xét đến thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN được đánh giá thông qua hệ số lực nén K_N và hệ số mô men tương

ứng K_{M_x} như sau:

$$K_N = N_{CE3}/N_{CE5} \text{ và } K_{M_x} = M_{x,CE3}/M_{x,CE5} \quad (2.5)$$

trong đó N_{CE3} và N_{CE5} là lực nén trong cột tương ứng với tổ hợp CE3 và CE5; $M_{x,CE3}$ và $M_{x,CE5}$ là mô men uốn tương ứng trong mặt phẳng khung ngang. Hai tổ hợp CE3 và CE5 được sử dụng vì cho kết quả lực nén lớn nhất tương ứng với hai trường hợp có hoặc không xét đến thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN (Bảng 2.47 và 2.48).

Bảng 2.47 Kết quả tổ hợp nội lực khi xét cả ba thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương; M_x (kNm) và N (kN)

Kết cấu khung	EC1			EC2			EC3		
	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y
H-20-100	107,51	147,38	1,09	116,58	124,70	1,09	189,73	93,07	3,64
H-26-100	118,94	218,49	1,17	128,85	194,85	1,17	210,73	147,66	3,91
H-32-100	136,14	317,20	1,38	146,16	282,64	1,38	241,55	222,70	4,61
H-38-100	158,85	449,81	1,85	169,89	425,82	1,85	284,61	334,74	6,16
S-20-200	145,34	269,17	2,26	169,01	236,02	2,26	288,75	149,48	7,53
S-26-200	160,33	403,91	2,78	181,36	376,37	2,78	321,19	242,51	9,27
S-32-200	186,75	544,78	3,30	210,91	516,73	3,30	371,36	346,82	10,99
S-38-200	218,79	737,18	4,19	244,11	744,65	4,19	440,86	501,69	13,98

Bảng 2.48 chỉ ra kết quả so sánh, trong đó hệ số K_N tương ứng với lực nén N có giá trị từ 2,36 đến 2,99 trong khi hệ số K_{M_x} tương ứng với mô men M_x có giá trị nhỏ hơn đơn vị, cụ thể từ 0,67 đến 0,79. Kết quả lực nén trong cột tăng nhiều như vậy đã cho thấy việc cần thiết phải kể đến thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo PDN, đặc biệt trong trường hợp khi tiết diện cột được quyết định bởi điều kiện ổn định tổng thể theo phương ngoài mặt phẳng khung ngang (đối với trục yếu của tiết diện cột) như đã trình bày ở mục trước.

Như vậy, từ kết quả khảo sát cho thấy ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN đã làm tăng đáng kể lực nén trong cột, đặc biệt đối với những cột ở khoang có giằng cột và điều này cần phải được kể đến trong tính toán thiết kế kết cấu thép cho nhà công nghiệp một tầng có cầu trục chịu động đất. Mức độ tăng giá trị lực nén trong cột phụ thuộc vào chiều dài nhịp và cường độ tác động của động đất.

Bảng 2.48 Kết quả tổ hợp nội lực khi không xét thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN và hệ số so sánh; M_y (kNm) và N (kN)

Kết cấu khung	EC4		EC5		Hệ số	
	N	M_x	N	M_x	K_N	K_{M_x}
H-20-100	71,44	147,38	80,50	124,70	2,36	0,75
H-26-100	78,71	218,49	88,62	194,85	2,38	0,76
H-32-100	90,16	317,20	100,17	282,64	2,41	0,79
H-38-100	104,06	449,81	115,11	425,82	2,47	0,79
S-20-200	82,45	269,17	106,13	236,02	2,72	0,63
S-26-200	90,23	403,91	111,26	376,37	2,89	0,64
S-32-200	106,34	544,78	130,49	516,73	2,85	0,67
S-38-200	122,22	737,18	147,54	744,65	2,99	0,67

2.8.3 Kết quả chuyển vị dọc nhà

Bảng 2.49 Chuyển vị lớn nhất tại đỉnh cột do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN (mm)

Kết cấu khung	Chuyển vị dọc nhà lớn nhất	Chuyển vị cho phép	Tỷ lệ (%)	Kết cấu khung	Chuyển vị dọc nhà lớn nhất	Chuyển vị cho phép	Tỷ lệ (%)
H-20-100	4,44	31,17	14,23	S-20-200	7,55	31,17	24,21
H-26-100	5,04	31,17	16,17	S-26-200	8,36	31,17	26,82
H-32-100	5,71	31,67	18,04	S-32-200	9,61	31,67	30,33
H-38-100	6,79	31,80	21,34	S-38-200	11,70	31,80	36,80

Bảng 2.49 trình bày kết quả tính chuyển vị dọc nhà lớn nhất tại đỉnh cột do tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN. Kết quả thu được khá nhỏ, chỉ bằng 14,23% đến 36,8% so với giá trị cho phép bằng 1/300 chiều cao cột được quy định trong (TCVN 5575:2012). Trong khi đó, như đã trình bày ở mục trước, chuyển vị lớn nhất ở đỉnh cột theo phương ngang nhà đều đạt gần đến giá trị cho phép quy định trong (TCVN 5575:2012).

2.8.4 So sánh tải trọng động đất tĩnh tương đương với tải trọng gió theo phương dọc nhà

Việc so sánh giá trị thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN với tải trọng gió theo PDN nhằm cung cấp một kết quả đánh giá tương đối về mức độ ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió tác dụng theo PDN. Bảng 2.50 trình bày kết quả so sánh tổng giá trị tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng lên toàn hệ kết cấu theo PDN (bằng tổng lực cắt đáy theo PDN) và tổng tải trọng gió tác dụng lên tường hồi nhà với giả thiết tường hồi là kín, hệ số khí động được lấy bằng 0,8 và 0,6 tương ứng với phía gió đẩy và gió hút, và công trình được xây dựng ở nơi có địa hình trống trải (địa hình A) tương ứng với địa hình có tải trọng gió lớn nhất (TCVN 2737:1995). Kết quả so sánh ở Bảng 2.50 cho thấy tổng lực động đất tĩnh tương đương lớn hơn tổng tải trọng gió từ 1,14 đến 1,50 lần đối với trường hợp ở Hà Nội và từ 3,10 đến 4,11 lần đối với trường hợp ở Sơn La; tỷ lệ này tăng khi nhịp khung giảm từ 38 m đến 20 m.

Xét thêm trường hợp công trình được xây dựng ở khu vực có địa hình tương đối trống trải (địa hình B) và địa hình bị che chắn mạnh (địa hình C) thì tỷ lệ so sánh giữa tổng tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió theo PDN còn lớn hơn so với kết quả ở Bảng 2.50, cụ thể từ 1,82 đến 1,39 lần và 7,97 đến 6,11 lần tương ứng với khu vực ở Hà Nội và Sơn La. Như vậy, các kết quả khảo sát đã chỉ ra rằng theo PDN thì ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương là lớn hơn nhiều lần so với ảnh hưởng của tải trọng gió, đặc biệt ở khu vực có động đất mạnh trong khi gió yếu như ở Sơn La.

Bảng 2.50 Tổng tải trọng động đất tĩnh tương đương và tải trọng gió tác dụng theo PDN (kN)

Hệ khung	Động đất dọc nhà	Gió dọc nhà	So sánh	Hệ khung	Động đất dọc nhà	Gió dọc nhà	So sánh
H-20-100	259,493	173,204	1,50	S-20-200	460,077	112,073	4,11
H-26-100	304,580	230,101	1,32	S-26-200	540,490	148,889	3,63
H-32-100	363,410	294,026	1,24	S-32-200	644,288	190,252	3,39
H-38-100	409,456	360,905	1,14	S-38-200	723,510	233,527	3,10

2.8.5 Một số nhận xét về ảnh hưởng của thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà đối với nội lực trong khung và giằng cột

Trong nghiên cứu này, ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN đối với kết cấu thép nhà công nghiệp một tầng một nhịp có cầu trục được đánh giá thông qua kết quả phân tích cho tám hệ kết cấu khung theo sơ đồ không gian với nhịp khung 20 m, 26 m, 32 m và 38 m, sức trục 100 kN và 200 kN, và địa điểm xây dựng ở khu

vực Hà Nội và Sơn La. Mỗi hệ kết cấu gồm 16 khung ngang với tiết diện cột và dầm được thiết kế theo sơ đồ khung phẳng đủ để chịu được các trường hợp tổ hợp nội lực do tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió thổi theo phương ngang và dọc nhà, và hai thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và đứng như đã trình bày ở mục trước. Dưới đây là những kết quả thu được từ nghiên cứu này:

- Thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN gây ra mô men uốn M_y trong cột theo phương ngoài mặt phẳng khung ngang; tuy nhiên giá trị mô men M_y là rất nhỏ và có thể bỏ qua, cụ thể là giá trị lớn nhất ở chân cột chỉ từ 1,26% đến 1,58% và 1,53% đến 2,61% so với giá trị mô men M_x trong mặt phẳng khung ngang tương ứng do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và đứng gây ra.

- Trong khi đó, lực nén N trong cột do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN là khá lớn, đặc biệt ở những cột thuộc khoang có giằng cột, lớn hơn so với giá trị do tĩnh tải gây ra từ 1,88 đến 1,91 lần cho trường hợp ở Hà Nội và 2,97 đến 3,17 cho trường hợp ở Sơn La. Xét trường hợp tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng động đất tĩnh tương đương, lực nén trong cột khi xét đến cả ba thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang, đứng và dọc nhà là lớn hơn từ 2,36 đến 2,99 lần so với trường hợp chỉ xét đến hai thành phần động đất tĩnh tương đương theo phương ngang và đứng.

- Kết quả khảo sát đã chỉ ra rằng ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN đã làm tăng đáng kể lực nén trong cột, đặc biệt đối với những cột ở khoang có giằng cột và điều này cần phải được kể đến trong tính toán thiết kế kết cấu thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục chịu động đất. Mức độ tăng giá trị lực nén trong cột phụ thuộc vào chiều dài nhịp và cường độ tác động của động đất.

2.9 Nhận xét chung và kiến nghị

1. Kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục có một số đặc điểm riêng cần được xem xét trong tính toán thiết kế chịu động đất như: chiều cao cột lớn, nhịp khung lớn, vai cột đỡ cầu trục, hệ giằng cột theo phương dọc nhà, mái dốc, lợp tôn,... Kết cấu này được coi thuộc loại kết cấu không đều đặn. Trong nghiên cứu này, 12 kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục được thiết kế chịu tải trọng tĩnh tải, hoạt tải sửa chữa mái, tải cầu trục, tải gió và tải trọng động đất tĩnh tương đương. Các thông số khảo sát gồm nhịp khung 20 m, 26 m, 32 m và 38 m; sức trục 100 kN và 200 kN và địa điểm xây dựng công trình ở khu vực Hà Nội và Sơn La.

2. Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng lên kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có thể lớn hơn so với ảnh hưởng của tải trọng gió, có thể được đánh giá thông qua tương quan giữa giá trị đỉnh gia tốc nền thiết kế và vùng áp lực gió, chẳng hạn như vùng có động đất mạnh và gió yếu, vùng có động đất mạnh và gió trung

binh, vùng có động đất mạnh và gió mạnh đến rất mạnh, và vùng có động đất nhỏ và gió yếu. Kết quả tính toán thiết kế đã chỉ ra rằng kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục khi xây dựng ở một số vùng có động đất mạnh ở Việt Nam cần được thiết kế chịu động đất, đặc biệt ở những vùng có động đất mạnh nhưng gió yếu. Dưới đây là một số nhận xét cụ thể:

- Kết quả tổ hợp nội lực lớn nhất từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng đã cho thấy mô men uốn trong cột và dầm đều tăng cùng với chiều dài nhịp khung. Kết quả tổ hợp mô men uốn lớn nhất ở đỉnh cột do tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương bằng khoảng 90% đến 95% kết quả ở chân cột, trong khi kết quả tổ hợp mô men uốn lớn nhất ở đỉnh cột từ những tổ hợp có tải trọng gió bằng khoảng 49% đến 71% kết quả ở chân cột.

- Kết quả nội lực lớn nhất từ những tổ hợp có tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng có xu hướng lớn hơn đáng kể so với từ những tổ hợp có tải trọng gió, phụ thuộc vào chiều dài nhịp khung và độ lớn tương đối của tải trọng động đất tĩnh tương đương so với tải trọng gió, cụ thể tỷ số so sánh k_{E1} biểu thị mô men uốn ở vị trí chân cột có giá trị trong khoảng 0,92 đến 1,21 cho các khung ở Hà Nội và 1,5 đến 1,56 cho các khung ở Sơn La.

- Trọng lượng của cột khi được xác định chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang và đứng là lớn hơn khoảng 1,03 đến 1,57 lần so với khi được xác định chịu tải trọng gió, phụ thuộc vào chiều dài của nhịp khung và độ lớn tương đối của tải trọng động đất so với tải trọng gió.

3. Ảnh hưởng của tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương dọc nhà (PDN) đã làm tăng đáng kể lực nén trong cột, đặc biệt đối với những cột ở khoang có giằng cột và điều này cần phải được kể đến trong tính toán thiết kế kết cấu khung thép cho nhà công nghiệp một tầng có cầu trục chịu động đất. Mức độ tăng giá trị lực nén trong cột phụ thuộc vào chiều dài nhịp và cường độ tác động của động đất, cụ thể như sau:

- Thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN gây ra mô men uốn M_y trong cột theo phương ngoài mặt phẳng khung ngang; tuy nhiên giá trị mô men M_y là rất nhỏ và có thể bỏ qua, cụ thể là giá trị lớn nhất ở chân cột chỉ từ 1,26% đến 1,58% và 1,53% đến 2,61% so với giá trị mô men M_x trong mặt phẳng khung ngang tương ứng do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang nhà và đứng gây ra.

- Trong khi đó, lực nén N trong cột do thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo PDN là khá lớn, đặc biệt ở những cột thuộc khoang có giằng cột, lớn hơn so với giá trị do tĩnh tải gây ra từ 1,88 đến 1,91 lần cho trường hợp ở Hà Nội và 2,97 đến 3,17 cho trường hợp ở Sơn La. Xét trường hợp tổ hợp nội lực do tĩnh tải và tải trọng

động đất, lực nén trong cột khi xét đến cả ba thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương tác dụng theo phương ngang, đứng và dọc nhà là lớn hơn từ 2,36 đến 2,99 lần so với trường hợp chỉ xét đến hai thành phần tải trọng động đất tĩnh tương đương theo phương ngang và đứng.

4. Yêu cầu về mức độ biến dạng dẻo của kết cấu khi chịu động đất mạnh mà được mô tả thông qua hệ số dẻo lớn nhất D có thể được dự đoán tương ứng với hệ số giảm độ bền R mà đã được sử dụng trong giai đoạn thiết kế kết cấu. Kết quả đánh giá này có thể được sử dụng hiệu quả trong thiết kế kháng chấn kết cấu ở những khu vực thiếu dữ liệu ghi chép động đất. Dưới đây là một số kết luận cụ thể:

- Giá trị trung bình và độ lệch phương sai của hệ số dẻo lớn nhất D_H do tác động của động đất theo phương ngang và hệ số dẻo lớn nhất D_{HV} do tác động của động đất đồng thời theo phương ngang và đứng đã được đánh giá cho các khung khảo sát với $R = 2, 3$ và 4 . Kết quả đánh giá được chỉ ra ở Hình 4.6 và 4.9. Kết quả này đã cho thấy việc đánh giá mối quan hệ giữa hệ số R và D trong thiết kế khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục chịu tác động của động đất mạnh cần phải xét đến ảnh hưởng của các yếu tố như tính không đều đặn của kết cấu, cường độ chấn động khác nhau và tác động của động đất đồng thời theo phương ngang và đứng.

- Mối quan hệ giữa hệ số R và D được sử dụng cho việc thiết kế kháng chấn kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng đã được đánh giá thông qua hệ số F ở công thức (4.7). Bằng việc sử dụng các công thức gần đúng (4.9) và (4.10), giá trị trung bình và trung bình trừ độ lệch phương sai của hệ số F được đánh giá một cách gần đúng và kết quả nhận được được chỉ ra ở Bảng 4.1 và 4.2. Thêm nữa, giá trị xác suất của hệ số F cũng được đánh giá theo mô phỏng Monte-Carlo và kết quả nhận được được chỉ ra ở Bảng 4.3 và 4.4, với kết quả nhận được nhìn chung tương tự như kết quả đánh giá theo các công thức gần đúng. Như vậy, có thể nói các công thức (4.9) và (4.10) có thể được sử dụng để đánh giá giá trị trung bình và trung bình trừ độ lệch phương sai của hệ số F .

3- Như đã chỉ ra ở Hình 4.11 và 4.13, hệ số F mà đại diện cho mối quan hệ giữa hệ số R và D của các khung khảo sát có giá trị đánh giá có xu hướng tăng cùng với việc tăng giá trị của R mà được sử dụng để xác định lực cắt đáy của kết cấu và sau đó xác định lực động đất tĩnh tương đương. Điều này cho thấy giá trị của F trong công thức (4.7) để xác định mối quan hệ giữa hệ số R và D cần được kể đến tính không đều đặn của từng loại kết cấu cụ thể, chẳng hạn đối với kết cấu khung thép nhà công nghiệp một tầng có cầu trục được khảo sát trong nghiên cứu này khi chịu tác động của động đất đồng thời theo cả phương ngang và đứng.

3. SẮP XẾP CÁC KHU VỰC CÓ ĐỘNG ĐẤT THEO ĐỈNH GIA TỐC NỀN VÀ TƯƠNG ỨNG VỚI VÙNG GIÓ Ở VIỆT NAM

Bảng 3.1 trình bày kết quả sắp xếp các vùng động đất ở Việt Nam theo thứ tự có đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} giảm dần và các vùng áp lực gió tương ứng; cụ thể, ở mỗi tỉnh và thành phố trực thuộc trung ương, các vùng động đất được sắp xếp theo giá trị a_{gR} của các thành phố, thị xã, huyện thuộc tỉnh, và các quận, huyện của thành phố trực thuộc trung ương (TCVN 9386:2012 và TCVN 2737:1995).

Ví dụ ở tỉnh Sơn La, giá trị a_{gR} là lớn nhất ở thị xã Sơn La (0,1893g với gia tốc trọng trường $g = 9,81415 \text{ m/s}^2$) và nhỏ nhất ở huyện Phù Yên (0,0826g). Các tỉnh, thành phố trực thuộc trung ương cũng được sắp xếp dựa theo thứ tự giảm dần của giá trị a_{gR} lớn nhất trong số các khu vực trực thuộc nó. Ví dụ giá trị a_{gR} là lớn nhất ở tỉnh Sơn La (thị xã Sơn La, 0,1893g), lớn thứ hai ở tỉnh Điện Biên (huyện Mường Lay, 0,1516g), lớn thứ ba ở tỉnh Thanh Hóa (huyện Hà Trung, 0,1439g),...

Việc sắp xếp này chưa xét đến yếu tố loại nền đất và tầm quan trọng của công trình. Khi công trình được xây dựng ở vùng đất mềm yếu sẽ chịu tác động của động đất lớn hơn, trong khi đó tải trọng gió không phụ thuộc vào loại nền đất. Ví dụ trường hợp nền đất đá cứng (loại A) và nền đất mềm (loại D) thì đỉnh gia tốc nền tại đáy công trình là $S_A \cdot a_{gR}$ và $S_D \cdot a_{gR}$ trong đó giá trị hệ số nền đất tương ứng là $S_A = 1,0$ và $S_D = 1,35$.

Vùng gió I.A với áp lực gió tiêu chuẩn $W_0 = 0,55 \text{ kN/m}^2$ được đánh giá là vùng gió yếu nhất. Trong trường hợp này nếu dạng địa hình xây dựng công trình thuộc loại bị che chắn mạnh (dạng địa hình C) thì áp lực gió tác dụng lên công trình sẽ giảm đáng kể. Ví dụ ở cao trình 15 m, hệ số xét đến dạng địa hình và chiều cao công trình: $k = 1,24, 1,08$ và $0,74$ ứng với dạng địa hình trống trải (A), tương đối trống trải (B) và bị che chắn mạnh (C); nếu so với trường hợp địa hình A thì giá trị của k trong trường hợp địa hình B và C chỉ tương ứng bằng 87,1% và 59,7% .

Vùng gió II.B với $W_0 = 0,95 \text{ kN/m}^2$ được đánh giá là vùng gió trung bình, vùng gió III.B với $W_0 = 1,25 \text{ kN/m}^2$ là vùng gió mạnh và vùng gió IV.B với $W_0 = 1,55 \text{ kN/m}^2$ là vùng gió rất mạnh. Các vùng biển đảo như huyện Hoàng Sa với $W_0 = 1,85 \text{ kN/m}^2$ thuộc vùng gió siêu mạnh (V.B) và có dạng địa hình trống trải, trong khi đó có động đất yếu.

Theo thứ tự giảm dần, các tỉnh có vùng chịu động đất mạnh ở Việt Nam là: 1. Sơn La, 2. Điện Biên, 3. Thanh Hóa, 4. Hải Dương, 5. Hải Phòng, 6. Bắc Ninh, 7. Lai Châu, 8. Hòa Bình, 9. Quảng Ninh,... (Bảng 3.2). Trong trường hợp nếu công trình trong những vùng này không được tính toán thiết kế chịu động đất thì công trình có thể bị phá hoại hoặc có thể không bị phá hoại khi có động đất xảy ra. Điều này là do tùy thuộc vào công trình đó được xây dựng ở khu vực có gió yếu (I.A) hay có gió rất mạnh (IV.B), khu vực có dạng địa hình bị che chắn mạnh hay trống trải.

Trường hợp công trình thuộc vùng gió rất mạnh thì việc thiết kế kết cấu công trình

chủ yếu được quyết định bởi tải trọng gió và các tải trọng cơ bản khác. Trong trường hợp này, do tác dụng của tải trọng gió lớn hơn nhiều so với tác dụng của tải trọng động đất tĩnh tương đương nên việc thiết kế kết cấu chịu được tải trọng gió đã bảo đảm kết cấu có mức độ dư về độ bền khi chịu được tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Trường hợp công trình thuộc vùng gió yếu thì việc thiết kế kết cấu công trình chủ yếu được quyết định bởi tải trọng động đất tĩnh tương đương và các tải trọng cơ bản khác. Trong trường hợp này, do tác dụng của tải trọng động đất lớn hơn nhiều so với tải trọng gió nên nếu chỉ thiết kế kết cấu chịu tải trọng gió và các tải trọng cơ bản khác thì kết cấu có thể bị thiếu về độ bền, bị phá hoại khi chịu tải trọng động đất tĩnh tương đương.

Dựa theo tương quan giữa giá trị đỉnh gia tốc nền và áp lực gió, một cách tương đối có thể phân chia thành 4 vùng sau:

(1) Vùng có động đất mạnh và gió yếu:

Kết quả sắp xếp theo thứ tự ở Bảng 16 đã chỉ ra rằng thị xã Sơn La thuộc tỉnh Sơn La là vùng có giá trị đỉnh gia tốc nền tham chiếu lớn nhất, cụ thể $a_{gR} = 0,1893g$. Tiếp theo là huyện Mường Lay, thị xã Lai Châu và huyện Tủa Chùa thuộc tỉnh Điện Biên tương ứng có $a_{gR} = 0,1516g, 0,1486g$ và $0,1404g$. Cả hai tỉnh Sơn La và Điện Biên có nhiều vùng có động đất mạnh nhất ở Việt Nam và hai tỉnh này đều thuộc vùng gió yếu (I.A) với dạng địa hình bị che chắn mạnh (dạng địa hình C).

Ngoài ra, một số tỉnh khác ở vùng phía Bắc như Lai Châu, Lào Cai, Yên Bái đều có những vùng có động đất mạnh, trong khi những tỉnh này đều thuộc vùng gió yếu (I.A) với dạng địa hình bị che chắn mạnh (dạng địa hình C) hoặc tương đối trống trải (B).

Những tỉnh có một số vùng có động đất mạnh và gió yếu (I.A) với dạng địa hình thường bị che chắn mạnh (dạng địa hình C) hoặc tương đối trống trải (B) như: tỉnh Thanh Hóa, Hòa Bình, Thái Nguyên, Phú Thọ, Vĩnh Phúc, Nghệ An, Quảng Ngãi, Quảng Nam,...

Như vậy, trong những vùng này, tác động của tải trọng động đất tĩnh tương đương lên kết cấu công trình nhà nói chung và kết cấu thép công trình nhà công nghiệp một tầng nói riêng có thể mạnh hơn rất nhiều so với tác động của gió. Kết cấu công trình trong vùng này cần phải được tính toán thiết kế chịu động đất.

(2) Vùng có động đất mạnh và gió trung bình:

Những tỉnh có một số vùng chịu động đất mạnh và thuộc vùng gió trung bình (II.B), gồm: Bắc Ninh (các huyện), Hòa Bình (một số huyện), Quảng Ninh (một số huyện), Hà Tây (các huyện), Bắc Giang (đa số các huyện), Nghệ An (một số huyện), Hà Nội (các quận, huyện), Bình Định (một số huyện), Phú Yên (một số huyện), Đà Nẵng (đa số các quận, huyện),....

Như vậy, trong những vùng này, tác động của tải trọng động đất tĩnh tương đương lên kết cấu công trình nhà nói chung và kết cấu thép công trình nhà công nghiệp một tầng nói riêng có thể mạnh hơn so với tác động của gió. Kết cấu công trình trong vùng này cần

được tính toán thiết kế chịu động đất.

(3) Vùng có động đất mạnh và gió mạnh đến rất mạnh:

Tỉnh Thanh Hóa có một số vùng chịu động đất mạnh với giá trị đỉnh gia tốc nền chỉ sau hai tỉnh Sơn La và Điện Biên, cụ thể là huyện Hà Trung (0,1439g), Thạch Thành (0,1421g), Hậu Lộc (0,1261g), Nga Sơn (0,1257g),...; trong khi đó các vùng này lại thuộc vùng gió mạnh (III.B) và rất mạnh (IV.B).

Tỉnh Hải Dương cũng có một số vùng chịu động đất mạnh như huyện Thanh Hà (0,136g), huyện Nam Sách (0,1335g), TP Hải Dương (0,1303g),...; trong khi đó các vùng này lại thuộc vùng gió mạnh (III.B) với địa hình tương đối trống trải (dạng địa hình B).

Những tỉnh có một số vùng chịu động đất mạnh và thuộc vùng gió mạnh (III.B), gồm: Thanh Hóa (một số huyện), Hải Dương (đa số các huyện), Hải Phòng (một huyện), Hà Nam (các huyện), Hưng Yên (các huyện), Nghệ An (một số huyện), Bình Định (một số huyện),...

Những tỉnh giáp Biển Đông có nhiều vùng chịu động đất mạnh, trong khi đó những vùng này lại chủ yếu thuộc vùng gió rất mạnh (IV.B) với địa hình trống trải và tương đối trống trải, gồm: Hải Phòng (đa số các huyện), Quảng Ninh (một số huyện), Nam Định (các huyện), Hà Tĩnh (đa số các huyện), Thái Bình (các huyện).

Như vậy, trong những vùng này, tác động của tải trọng gió lên kết cấu thép nhà công nghiệp một tầng có thể mạnh hơn nhiều so với tác động của tải trọng động đất tĩnh tương đương. Kết cấu công trình nhà công nghiệp một tầng bằng thép trong vùng này có thể không cần tính toán thiết kế chịu động đất.

(4) Các vùng có động đất nhỏ và gió yếu

Một số tỉnh thuộc vùng phía Bắc Việt Nam có động đất nhỏ và thuộc vùng gió yếu I.A, gồm: Lạng Sơn, Cao Bằng, Hà Giang, Tuyên Quang và Bắc Kạn. Các vùng này có động đất không mạnh nhưng lại thuộc vùng gió yếu (I.A) với dạng địa hình bị che chắn mạnh nên tác động của tải trọng động đất tĩnh tương đương lên kết cấu thép nhà công nghiệp một tầng có thể vẫn lớn hơn tác động của tải trọng gió. Kết cấu công trình trong vùng này có thể vẫn cần được tính toán thiết kế chịu động đất.

Bảng 4.1. Các vùng có động đất mạnh được xếp theo thứ tự đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} giảm dần và vùng gió tương ứng. Gia tốc trọng trường $g = 9,81415 \text{ m/s}^2$

TT	Tỉnh, thành phố trực thuộc trung ương	Vùng động đất mạnh			Vùng gió tương ứng		Ghi chú
		TT	Thành phố thuộc tỉnh, thị xã, quận, huyện	Đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} (g)	Vùng áp lực gió	Áp lực gió tiêu chuẩn (kN/m^2)	
1	Sơn La	1	TX Sơn La	0,1893	I.A	0,55	
		2	Huyện Thuận Châu	0,1318	I.A	0,55	
		3	Huyện Mộc Châu	0,1197	I.A	0,55	
		4	Huyện Sông Mã	0,1193	I.A	0,55	
		5	Huyện Sốp Cộp	0,1183	I.A	0,55	
		6	Huyện Mai Sơn	0,1111	I.A	0,55	
		7	Huyện Yên Châu	0,1077	I.A	0,55	
		8	Huyện Mường La	0,1005	I.A	0,55	
		9	Huyện Bắc Yên	0,0871	I.A	0,55	
		10	Huyện Quỳnh Nhai	0,0832	I.A	0,55	
		11	Huyện Phù Yên	0,0826	I.A	0,55	
2	Điện Biên	1	Huyện Mường Lay	0,1516	I.A	0,55	
		2	TX Lai Châu	0,1486	I.A	0,55	
		3	Huyện Tủa Chùa	0,1404	I.A	0,55	
		4	TP Điện Biên Phủ	0,1281	I.A	0,55	
		5	Huyện Điện Biên	0,1281	I.A	0,55	
		6	Huyện Điện Biên Đông	0,1183	I.A	0,55	
		7	Huyện Mường Nhé	0,1141	I.A	0,55	
		8	Huyện Tuần Giáo	0,1124	I.A	0,55	
3	Thanh Hóa	1	Huyện Hà Trung	0,1439	III.B	1,25	

		2	Huyện Thạch Thành	0,1421	III.B	1,25	
		3	Huyện Hậu Lộc	0,1261	IV.B	1,55	
		4	Huyện Nga Sơn	0,1257	IV.B	1,55	
		5	TX Bim Sơn	0,1205	IV.B	1,55	
		6	Huyện Bá Thước	0,1184	II.B	0,95	
		7	Huyện Cẩm Thủy	0,1172	II.B	0,95	
		8	Huyện Quan Hóa	0,1121	I.A	0,55	
		9	Huyện Vĩnh Lộc	0,1066	III.B	1,25	
		10	Huyện Hoằng Hóa	0,1054	IV.B	1,55	
		11	Huyện Mường Lát	0,1053	I.A	0,55	
		12	Huyện Lang Chánh	0,1051	II.B	0,95	
		13	Huyện Nông Cống	0,1049	III.B	1,25	
		14	Huyện Triệu Sơn	0,1017	II.B	0,95	
		15	Huyện Ngọc Lặc	0,1002	II.B	0,95	
		16	Huyện Thọ Xuân	0,0997	II.B	0,95	
		17	Huyện Tĩnh Gia	0,0986	III.B	1,25	
		18	Huyện Thường Xuân	0,0953	II.B	0,95	
		19	Huyện Đông Sơn	0,0929	III.B	1,25	
		20	Huyện Thiệu Hóa	0,0928	III.B	1,25	
		21	TP Thanh Hóa	0,0918	III.B	1,25	
		22	Huyện Yên Định	0,0874	III.B	1,25	
		23	Huyện Quảng Xương	0,0859	III.B	1,25	
		24	Huyện Như Thanh	0,0853	II.B	0,95	
		25	Huyện Quan Sơn	0,0806	I.A	0,55	
		26	TX Sầm Sơn	0,0798	IV.B	1,55	
		27	Huyện Như Xuân	0,0540	II.B	0,95	
4	Hải Dương	1	Huyện Thanh Hà	0,1360	III.B	1,25	
		2	Huyện Nam Sách	0,1335	III.B	1,25	

		3	TP Hải Dương	0,1303	III.B	1,25	
		4	Huyện Kim Thành	0,1265	III.B	1,25	
		5	Huyện Cẩm Giàng	0,1223	III.B	1,25	
		6	Huyện Kinh Môn	0,1212	II.B	0,95	
		7	Huyện Chí Linh	0,1189	II.B	0,95	
		8	Huyện Tứ Kỳ	0,1136	III.B	1,25	
		9	Huyện Gia Lộc	0,1001	III.B	1,25	
		10	Huyện Bình Giang	0,0752	III.B	1,25	
		11	Huyện Ninh Giang	0,0701	III.B	1,25	
		12	Huyện Thanh Miện	0,0636	III.B	1,25	
5	Hải Phòng	1	Huyện An Dương	0,1334	IV.B	1,55	
		2	Huyện An Lão	0,1331	IV.B	1,55	
		3	Quận Lê Chân	0,1293	IV.B	1,55	
		4	Quận Hải An	0,1291	IV.B	1,55	
		5	Quận Hồng Bàng	0,1290	IV.B	1,55	
		6	Quận Kiến An	0,1281	IV.B	1,55	
		7	Quận Ngô Quyền	0,1276	IV.B	1,55	
		8	Huyện Thủy Nguyên	0,1272	III.B	1,25	
		9	Huyện Hải An	0,1168	IV.B	1,55	
		10	Huyện Kiến Thụy	0,1168	IV.B	1,55	
		11	Huyện Tiên Lãng	0,1019	IV.B	1,55	
		12	TX Đồ Sơn	0,0870	IV.B	1,55	
		13	Huyện Vĩnh Bảo	0,0747	IV.B	1,55	
		14	Huyện Cát Hải	0,0368	IV.B	1,55	
		15	Huyện Bạch Long Vĩ	0,0063	V.B	1,85	
6	Bắc Ninh	1	Huyện Long Tài	0,1316	II.B	0,95	
		2	Huyện Gia Bình	0,1297	II.B	0,95	
		3	Huyện Quế Võ	0,1226	II.B	0,95	

		4	Thị xã Bắc Ninh	0,1192	II.B	0,95	
		5	Huyện Tiên Du	0,1109	II.B	0,95	
		6	Huyện Thuận Thành	0,1108	II.B	0,95	
		7	Huyện Yên Phong	0,1039	II.B	0,95	
		8	Huyện Từ Sơn	0,0919	II.B	0,95	
7	Lai Châu	1	Huyện Sìn Hồ	0,1297	I.A	0,55	
		2	Huyện Mường Tè	0,1195	I.A	0,55	
		3	Huyện Than Uyên	0,1152	I.A	0,55	
		4	Huyện Phong Thổ	0,0701	I.A	0,55	
		5	Huyện Tam Đường	0,0701	I.A	0,55	
		6	TX Lai Châu	0,0700	I.A	0,55	
8	Hòa Bình	1	Huyện Mai Châu	0,1269	I.A	0,55	
		2	Huyện Lạc Sơn	0,1177	II.B	0,95	
		3	Huyện Yên Thủy	0,0964	II.B	0,95	
		4	Huyện Kỳ Sơn	0,0917	I.A	0,55	
		5	Huyện Đà Bắc	0,0905	I.A	0,55	
		6	TX Hòa Bình	0,0885	I.A	0,55	
		7	Huyện Tân Lạc	0,0848	I.A	0,55	
		8	Huyện Lương Sơn	0,0698	II.B	0,95	
		9	Huyện Cao Phong	0,0671	I.A	0,55	
		10	Huyện Lạc Thủy	0,0642	II.B	0,95	
		11	Huyện Kim Bôi	0,0406	II.B	0,95	
9	Quảng Ninh	1	Huyện Yên Hưng	0,1220	IV.B	1,55	
		2	TX Uông Bí	0,1142	II.B	0,95	
		3	Huyện Đông Triều	0,1118	II.B	0,95	
		4	Huyện Hoàng Bô	0,1082	II.B	0,95	
		5	Huyện Ba Chẽ	0,1034	II.B	0,95	
		6	TP Hạ Long	0,0882	IV.B	1,55	

		7	Huyện Tiên Yên	0,0782	II.B	0,95	
		8	TX Cẩm Phả	0,0721	III.B	1,25	
		9	Huyện Vân Đồn	0,0689	IV.B	1,55	
		10	Huyện Đầm Hà	0,0687	III.B	1,25	
		11	TX Móng Cái	0,0577	III.B	1,25	
		12	Huyện Hải Hà	0,0558	III.B	1,25	
		13	Huyện Bình Liêu	0,0455	II.B	0,95	
		14	Huyện Cô tô	0,0165	IV.B	1,55	
10	Hà Nam	1	TX Phú Lý	0,1189	III.B	1,25	
		2	Huyện Tham Liêm	0,1149	III.B	1,25	
		3	Huyện Bình Lục	0,1143	III.B	1,25	
		4	Huyện Kim Bảng	0,1134	III.B	1,25	
		5	Huyện Lý Nhân	0,1131	III.B	1,25	
		6	Huyện Duy Tiên	0,1118	III.B	1,25	
11	Thái Nguyên	1	Huyện Đại Từ	0,1185	II.A	0,83	
		2	Huyện Phú Lương	0,1032	I.A	0,55	
		3	Huyện Đồng Hỷ	0,0953	I.A	0,55	
		4	Huyện Phổ Yên	0,0945	II.B	0,95	
		5	TP Thái Nguyên	0,0928	II.B	0,95	
		6	TX Sông Công	0,0856	II.B	0,95	
		7	Huyện Phú Bình	0,0646	II.B	0,95	
		8	Huyện Định Hóa	0,0468	I.A	0,55	
		9	Huyện Võ Nhai	0,0451	I.A	0,55	
12	Nam Định	1	TP Nam Định	0,1180	IV.B	1,55	
		2	Huyện Xuân Trường	0,1176	IV.B	1,55	
		3	Huyện Mỹ Lộc	0,1167	IV.B	1,55	
		4	Huyện Vụ Bản	0,1163	IV.B	1,55	
		5	Huyện Nghĩa Hưng	0,1157	IV.B	1,55	

		6	Huyện Trục Ninh	0,1155	IV.B	1,55	
		7	Huyện Giao Thủy	0,1145	IV.B	1,55	
		8	Huyện Nam Trực	0,1142	IV.B	1,55	
		9	Huyện Hải Hậu	0,1139	IV.B	1,55	
		10	Huyện Ý Yên	0,1123	IV.B	1,55	
13	Hà Tĩnh	1	Huyện Can Lộc	0,1172	IV.B	1,55	
		2	TX Hà Tĩnh	0,1168	IV.B	1,55	
		3	Huyện Thạch Hà	0,1163	IV.B	1,55	
		4	Huyện Đức Thọ	0,1141	II.B	0,95	
		5	Huyện Cẩm Xuyên	0,1133	III.B (IV.B)	1,25 (1,55)	
		6	TX Hồng Lĩnh	0,1110	IV.B	1,55	
		7	Huyện Nghi Xuân	0,1083	IV.B	1,55	
		8	Huyện Kỳ Anh	0,1013	III.B (IV.B)	1,25 (1,55)	
		9	Huyện Hương Sơn	0,0873	I.A (II.B)	0,55 (0,95)	
		10	Huyện Vũ Quang	0,0597	I.A	0,55	
		11	Huyện Hương Khê	0,0498	I.A (II.B)	0,55 (0,95)	
14	Hà Tây	1	Huyện Ba Vì	0,1167	II.B	0,95	
		2	Huyện Quốc Oai	0,1161	II.B	0,95	
		3	Huyện Đan Phượng	0,1155	II.B	0,95	
		4	Huyện Phú Xuyên	0,1146	II.B	0,95	
		5	TX Sơn Tây	0,1145	II.B	0,95	
		6	Huyện Chương Mỹ	0,1141	II.B	0,95	
		7	Huyện Phúc Thọ	0,1141	II.B	0,95	
		8	Huyện Thạch Thất	0,1140	II.B	0,95	
		9	TX Hà Đông	0,1131	II.B	0,95	

		10	Huyện Thanh Oai	0,1128	II.B	0,95	
		11	Huyện Hoài Đức	0,1123	II.B	0,95	
		12	Huyện Ứng Hòa	0,1117	II.B	0,95	
		13	Huyện Thường Tín	0,1104	II.B	0,95	
		14	Huyện Mỹ Đức	0,0912	II.B	0,95	
15	Phú Thọ	1	TX Phú Thọ	0,1160	II.A	0,83	
		2	Huyện Thanh Ba	0,1136	I.A	0,55	
		3	Huyện Phù Ninh	0,1132	II.B	0,95	
		4	TP Việt Trì	0,1128	II.A	0,83	
		5	Huyện Hạ Hòa	0,1111	I.A	0,55	
		6	Huyện Lâm Thao	0,1098	II.B	0,95	
		7	Huyện Tam Nông	0,1097	II.B	0,95	
		8	Huyện Đoan Hùng	0,1089	I.A	0,55	
		9	Huyện Sông Thao	0,1088	I.A	0,55	
		10	Huyện Thanh Thủy	0,0997	I.A	0,55	
		11	Huyện Thanh Sơn	0,0689	I.A	0,55	
		12	Huyện Yên Lập	0,0617	I.A	0,55	
16	Vĩnh Phúc	1	Huyện Vĩnh Tường	0,1144	I.A	0,55	
		2	Huyện Yên Lập	0,1088	I.A	0,55	
		3	Huyện Lập Thạch	0,0969	II.A	0,83	
		4	Huyện Tam Dương	0,0849	II.B	0,95	
		5	TX Vĩnh Yên	0,0837	II.B	0,95	
		6	Huyện Bình Xuyên	0,0808	II.B	0,95	
		7	TX Phúc Yên	0,0793	II.B	0,95	
		8	Huyện Mê Linh	0,0793	II.B	0,95	
17	Lào Cai	1	Huyện Bảo Yên	0,1132	I.A	0,55	
		2	TX Lào Cai	0,1116	I.A	0,55	
		3	Huyện Bảo Thắng	0,1094	I.A	0,55	

		4	Huyện Bát Xát	0,1042	I.A	0,55	
		5	TX Cam Đường	0,0972	I.A	0,55	
		6	Huyện Bắc Hà	0,0593	I.A	0,55	
		7	Huyện Văn Bàn	0,0567	I.A	0,55	
		8	Huyện Sapa	0,0427	I.A	0,55	
		9	Huyện Mường Khương	0,0384	I.A	0,55	
		10	Huyện Si Ma Cai	0,0291	I.A	0,55	
18	Yên Bái	1	TP Yên Bái	0,1130	I.A	0,55	
		2	Huyện Yên Bình	0,1128	I.A	0,55	
		3	Huyện Trấn Yên	0,1102	I.A	0,55	
		4	Huyện Lục Yên	0,1086	I.A	0,55	
		5	Huyện Văn Yên	0,1083	I.A	0,55	
		6	Huyện Văn Chấn	0,0694	I.A	0,55	
		7	TX Nghĩa Lộ	0,0680	I.A	0,55	
		8	Huyện Mù Căng Chải	0,0561	I.A	0,55	
		9	Huyện Trạm Tấu	0,0448	I.A	0,55	
19	Hung Yên	1	TX Hưng Yên	0,1127	III.B	1,25	
		2	Huyện Kim Động	0,1081	III.B	1,25	
		3	Huyện Tiên Lữ	0,1047	III.B	1,25	
		4	Huyện Khoái Châu	0,1046	III.B	1,25	
		5	Huyện Văn Giang	0,0885	III.B	1,25	
		6	Huyện Ân Thi	0,0811	III.B	1,25	
		7	Huyện Yên Mỹ	0,0808	III.B	1,25	
		8	Huyện Phù Cừ	0,0795	III.B	1,25	
		9	Huyện Văn Lâm	0,0748	III.B	1,25	
		10	Huyện Mỹ Hào	0,0725	III.B	1,25	
20	Thái Bình	1	Huyện Vũ Thư	0,1126	IV.B	1,55	

		2	TP Thái Bình	0,1074	IV.B	1,55	
		3	Huyện Hưng Hà	0,1032	IV.B	1,55	
		4	Huyện Kiến Xương	0,1012	IV.B	1,55	
		5	Huyện Tiền Hải	0,0777	IV.B	1,55	
		6	Huyện Đông Hưng	0,0766	IV.B	1,55	
		7	Huyện Quỳnh Phụ	0,0617	IV.B	1,55	
		8	Huyện Thái Thụy	0,0523	IV.B	1,55	
21	Bắc Giang	1	Huyện Việt Yên	0,1122	II.B	0,95	
		2	Huyện Lục Nam	0,1092	II.B	0,95	
		3	TX Bắc Giang	0,1089	II.B	0,95	
		4	Huyện Yên Dũng	0,1087	II.B	0,95	
		5	Huyện Lạng Giang	0,0980	II.B	0,95	
		6	Huyện Hiệp Hòa	0,0941	II.B	0,95	
		7	Huyện Yên Thế	0,0791	I.A	0,55	
		8	Huyện Tân Yên	0,0719	II.B	0,95	
		9	Huyện Lục Ngạn	0,0636	II.B	0,95	
		10	Huyện Sơn Động	0,0471	II.B	0,95	
22	Nghệ An	1	Huyện Con Cuông	0,1102	I.A	0,55	
		2	Huyện Đô Lương	0,1092	II.B	0,95	
		3	Huyện Nghi Lộc	0,1086	III.B	1,25	
		4	Huyện Nam Đàn	0,1082	II.B	0,95	
		5	Huyện Anh Sơn	0,1073	I.A	0,55	
		6	TX Cửa Lò	0,1071	III.B	1,25	
		7	Huyện Thanh Chương	0,1071	II.B	0,95	
		8	TP Vinh	0,1041	III.B	1,25	
		9	Huyện Hưng Nguyên	0,1037	III.B	1,25	
		10	Huyện Tương Dương	0,0954	I.A	0,55	
		11	Huyện Yên Thành	0,0924	II.B	0,95	

		12	Huyện Kỳ Sơn	0,0888	I.A	0,55	
		13	Huyện Tân Kỳ	0,0886	I.A	0,55	
		14	Huyện Diễn Châu	0,0788	III.B	1,25	
		15	Huyện Nghĩa Đàn	0,0427	II.B	0,95	
		16	Huyện Quỳnh Lưu	0,0390	III.B	1,25	
		17	Huyện Quỳnh Hợp	0,0374	I.A	0,55	
		18	Huyện Quỳnh Châu	0,0350	I.A	0,55	
		19	Huyện Quế Phong	0,0277	I.A	0,55	
23	Hà Nội	1	Quận Thanh Xuân	0,1097	II.B	0,95	
		2	Huyện Từ Liêm	0,1081	II.B	0,95	
		3	Huyện Thanh Trì	0,1047	II.B	0,95	
		4	Quận Cầu Giấy	0,1032	II.B	0,95	
		5	Quận Hoàng Mai	0,1001	II.B	0,95	
		6	Quận Đống Đa	0,0983	II.B	0,95	
		7	Quận Ba Đình	0,0976	II.B	0,95	
		8	Huyện Sóc Sơn	0,0962	II.B	0,95	
		9	Quận Hai Bà Trưng	0,0959	II.B	0,95	
		10	Quận Hoàn Kiếm	0,0892	II.B	0,95	
		11	Quận Tây Hồ	0,0819	II.B	0,95	
		12	Huyện Gia Lâm	0,0769	II.B	0,95	
		13	Huyện Đông Anh	0,0757	II.B	0,95	
		14	Quận Long Biên	0,0747	II.B	0,95	
24	Bình Định	1	Huyện Tây Sơn	0,1097	II.B (I.A)	0,95 (0,55)	
		2	Huyện Phù Cát	0,1070	III.B	1,25	
		3	Huyện Tuy Phước	0,1067	III.B	1,25	
		4	Huyện An Nhơn	0,1061	III.B	1,25	
		5	Huyện Hoài Ân	0,1057	II.B	0,95	

		6	Huyện Vân Canh	0,1053	II.B	0,95	
		7	Huyện Hoài Nhơn	0,1049	III.B	1,25	
		8	Huyện An Lão	0,1031	II.B (I.A)	0,95 (0,55)	
		9	Huyện Phù Mỹ	0,1008	III.B	1,25	
		10	Huyện Vĩnh Thạnh	0,0985	I.A	0,55	
		11	TP Quy Nhơn	0,0941	III.B	1,25	
25	Phú Yên	1	Huyện Đồng Xuân	0,1095	II.B	0,95	
		2	Huyện Tuy An	0,1061	III.B	1,25	
		3	Huyện Sông Cầu	0,1033	III.B	1,25	
		4	Huyện Sơn Hòa	0,0719	I.A	0,55	
		5	TX Tuy Hòa	0,0690	III.B	1,25	
		6	Huyện Tuy Hòa	0,0656	II.B (III.B)	0,95 (1,25)	
		7	Huyện Phú Hòa	0,0523	III.B	1,25	
		8	Huyện Sông Hinh	0,0511	I.A	0,55	
26	Quảng Ngãi	1	Huyện Ba Tơ	0,1068	I.A	0,55	
		2	Huyện Đức Phổ	0,1060	III.B	1,25	
		3	Huyện Sơn Tịnh	0,0912	II.B	0,95	
		4	Huyện Tây Trà	0,0887	I.A	0,55	
		5	TX Quảng Ngãi	0,0824	III.B	1,25	
		6	Huyện Trà Bồng	0,0804	I.A	0,55	
		7	Huyện Lý Sơn	0,0802	IV.B	1,55	
		8	Huyện Tư Nghĩa	0,0707	II.B	0,95	
		9	Huyện Nghĩa Hành	0,0542	II.B	0,95	
		10	Huyện Bình Sơn	0,0519	III.B	1,25	
		11	Huyện Mộ Đức	0,0493	III.B	1,25	
		12	Huyện Sơn Hà	0,0457	I.A	0,55	

		13	Huyện Minh Long	0,0350	II.B	0,95	
		14	Huyện Sơn Tây	0,0306	I.A	0,55	
27	Ninh Bình	1	Huyện Yên Khánh	0,1067	IV.B	1,55	
		2	Huyện Kim Sơn	0,1053	IV.B	1,55	
		3	TP Ninh Bình	0,0984	IV.B	1,55	
		4	Huyện Hoa Lư	0,0983	III.B	1,25	
		5	Huyện Yên Mô	0,0923	IV.B	1,55	
		6	TX Tam Điệp	0,0920	IV.B	1,55	
		7	Huyện Nho Quan	0,0825	IV.B	1,55	
		8	Huyện Gia Viễn	0,0724	III.B	1,25	
28	Quảng Nam	1	Huyện Phước Sơn	0,1017	I.A	0,55	
		2	Huyện Tây Giang	0,0924	I.A	0,55	
		3	Huyện Tiên Phước	0,0919	II.B	0,95	
		4	Huyện Hiệp Đức	0,0860	II.B	0,95	
		5	TX Tam Kỳ	0,0802	II.B	0,95	
		6	Huyện Bắc Trà My	0,0693	I.A	0,55	
		7	Huyện Nam Trà My	0,0627	I.A	0,55	
		8	Huyện Núi Thành	0,0580	III.B	1,25	
		9	Huyện Đông Giang	0,0547	I.A	0,55	
		10	Huyện Quế Sơn	0,0493	II.B	0,95	
		11	Huyện Nam Giang	0,0417	I.A	0,55	
		12	Huyện Điện Bàn	0,0341	II.B	0,95	
		13	TX Hội An	0,0324	III.B	1,25	
		14	Huyện Thăng Bình	0,0301	III.B	1,25	
		15	Huyện Đại Lộc	0,0300	II.B	0,95	
		16	Huyện Duy Xuyên	0,0263	II.B	0,95	
29	Đà Nẵng	1	Quận Hải Châu	0,1006	II.B	0,95	
		2	Quận Thanh Khê	0,0967	II.B	0,95	

		3	Quận Liên Chiểu	0,0940	II.B	0,95	
		4	Quận Sơn Trà	0,0918	II.B	0,95	
		5	Huyện Hòa Vang	0,0730	II.B	0,95	
		6	Quận Ngũ Hành Sơn	0,0674	II.B	0,95	
		7	Huyện Hoàng Sa	0,0544	V.B	1,85	
30	TP HCM	1	Quận 2	0,0856	II.A	0,83	
		2	Quận Bình Thạnh	0,0853	II.A	0,83	
		3	Quận 1	0,0848	II.A	0,83	
		4	Quận 4	0,0847	II.A	0,83	
		5	Quận 7	0,0846	II.A	0,83	
		6	Quận Phú Nhuận	0,0844	II.A	0,83	
		7	Quận 3	0,0843	II.A	0,83	
		8	Quận Gò Vấp	0,0832	II.A	0,83	
		9	Huyện Nhà Bè	0,0819	II.A	0,83	
		10	Quận 12	0,0813	II.A	0,83	
		11	Huyện Củ Chi	0,0808	I.A	0,55	
		12	Huyện Hóc Môn	0,0802	II.A	0,83	
		13	Quận 10	0,0777	II.A	0,83	
		14	Quận 5	0,0774	II.A	0,83	
		15	Quận 9	0,0747	II.A	0,83	
		16	Quận 8	0,0745	II.A	0,83	
		17	Quận Thủ Đức	0,0727	II.A	0,83	
		18	Quận Tân Bình	0,0702	II.A	0,83	
		19	Quận Tân Phú	0,0702	II.A	0,83	
		20	Quận 11	0,0701	II.A	0,83	
		21	Quận 6	0,0700	II.A	0,83	
		22	Huyện Cần Giờ	0,0618	II.A	0,83	
		23	Huyện Bình Chánh	0,0589	II.A	0,83	

31	Lạng Sơn	1	Huyện Hữu Lũng	0,0820	I.A	0,55	
		2	Huyện Lộc Bình	0,0806	I.A	0,55	
		3	TT Lạng Sơn	0,0805	I.A	0,55	
		4	Huyện Cao Lộc	0,0802	I.A	0,55	
		5	Huyện Đình Lập	0,0802	I.A	0,55	
		6	Huyện Văn Lãng	0,0802	I.A	0,55	
		7	Huyện Tràng Định	0,0801	I.A	0,55	
		8	Huyện Văn Quan	0,0301	I.A	0,55	
		9	Huyện Chi Lăng	0,0213	I.A	0,55	
		10	Huyện Bình Gia	0,0205	I.A	0,55	
		11	Huyện Bắc Sơn	0,0176	I.A	0,55	
32	Cao Bằng	1	TX Cao Bằng	0,0814	I.A	0,55	
		2	Huyện Thạch An	0,0785	I.A	0,55	
		3	Huyện Hòa An	0,0765	I.A	0,55	
		4	Huyện Hà Quảng	0,0635	I.A	0,55	
		5	Huyện Thông Nông	0,0473	I.A	0,55	
		6	Huyện Bảo Lâm	0,0466	I.A	0,55	
		7	Huyện Quảng Uyên	0,0388	I.A	0,55	
		8	Huyện Bảo Lạc	0,0384	I.A	0,55	
		9	Huyện Phục Hòa	0,0370	I.A	0,55	
		10	Huyện Trà Lĩnh	0,0362	I.A	0,55	
		11	Huyện Nguyên Bình	0,0315	I.A	0,55	
		12	Huyện Trùng Khánh	0,0181	I.A	0,55	
		13	Huyện Hạ Lang	0,0155	I.A	0,55	
33	Hà Giang	1	TX Hà Giang	0,0682	I.A	0,55	
		2	Huyện Yên Minh	0,0568	I.A	0,55	
		3	Huyện Quang Bình	0,0520	I.A	0,55	
		4	Huyện Quản Bạ	0,0386	I.A	0,55	

		5	Huyện Vị Xuyên	0,0385	I.A	0,55	
		6	Huyện Mèo Vạc	0,0369	I.A	0,55	
		7	Huyện Bắc Mê	0,0356	I.A	0,55	
		8	Huyện Bắc Quang	0,0320	I.A	0,55	
		9	Huyện Đồng Văn	0,0221	I.A	0,55	
		10	Huyện Xín Mần	0,0216	I.A	0,55	
		11	Huyện Hoàng Su Phì	0,0176	I.A	0,55	
34	Tuyên Quang	1	Huyện Sơn Dương	0,0627	I.A	0,55	
		2	Huyện Yên Sơn	0,0620	I.A	0,55	
		3	TX Tuyên Quang	0,0595	I.A	0,55	
		4	Huyện Hàm Yên	0,0486	I.A	0,55	
		5	Huyện Na Hang	0,0438	I.A	0,55	
		6	Huyện Chiêm Hóa	0,0200	I.A	0,55	
35	Bắc Kạn	1	Huyện Bạch Thông	0,0615	I.A	0,55	
		2	TX Bắc Kạn	0,0596	I.A	0,55	
		3	Huyện Chợ Mới	0,0585	I.A	0,55	
		4	Huyện Pắc Nặm	0,0561	I.A	0,55	
		5	Huyện Ba Bể	0,0483	I.A	0,55	
		6	Huyện Ngân Sơn	0,0314	I.A	0,55	
		7	Huyện Na Rì	0,0271	I.A	0,55	
		8	Huyện Chợ Đồn	0,0217	I.A	0,55	

Bảng 4.2 Các tỉnh, thành phố trực thuộc trung ương được sắp xếp theo thứ tự đỉnh gia tốc nền tham chiếu a_{gR} giảm dần trong số các khu vực thuộc nó và vùng gió tương ứng. Gia tốc trọng trường $g = 9,81415 \text{ m/s}^2$.

TT	Tỉnh, thành phố trực thuộc trung ương	Vùng động đất mạnh		Vùng gió tương ứng		Ghi chú
		Thành phố thuộc tỉnh, thị xã, quận, huyện	Đỉnh gia tốc nền tham chiếu (g)	Vùng áp lực gió	Áp lực gió tiêu chuẩn (kN/m^2)	
1	Son La	TX Son La	0,1893	I.A	0,55	
2	Điện Biên	Huyện Mường Lay	0,1516	I.A	0,55	
3	Thanh Hóa	Huyện Hà Trung	0,1439	III.B	1,25	
4	Hải Dương	Huyện Thanh Hà	0,1360	III.B	1,25	
5	Hải Phòng	Huyện An Dương	0,1334	IV.B	1,55	
6	Bắc Ninh	Huyện Long Tài	0,1316	II.B	0,95	
7	Lai Châu	Huyện Sìn Hồ	0,1297	I.A	0,55	
8	Hòa Bình	Huyện Mai Châu	0,1269	I.A	0,55	
9	Quảng Ninh	Huyện Yên Hưng	0,1220	IV.B	1,55	
10	Hà Nam	TX Phú Lý	0,1189	III.B	1,25	
11	Thái Nguyên	Huyện Đại Từ	0,1185	II.A	0,83	
12	Nam Định	TP Nam Định	0,1180	IV.B	1,55	
13	Hà Tĩnh	Huyện Can Lộc	0,1172	IV.B	1,55	
14	Hà Tây	Huyện Ba Vì	0,1167	II.B	0,95	
15	Phú Thọ	TX Phú Thọ	0,1160	II.A	0,83	
16	Vĩnh Phúc	Huyện Vĩnh Tường	0,1144	I.A	0,55	
17	Lào Cai	Huyện Bảo Yên	0,1132	I.A	0,55	
18	Yên Bái	TP Yên Bái	0,1130	I.A	0,55	
19	Hung Yên	TX Hung Yên	0,1127	III.B	1,25	
20	Thái Bình	Huyện Vũ Thư	0,1126	IV.B	1,55	
21	Bắc Giang	Huyện Việt Yên	0,1122	II.B	0,95	
22	Nghệ An	Huyện Con Cuông	0,1102	I.A	0,55	
23	Hà Nội	Quận Thanh Xuân	0,1097	II.B	0,95	

24	Bình Định	Huyện Tây Sơn	0,1097	II.B (I.A)	0,95 (0,55)	
25	Phú Yên	Huyện Đồng Xuân	0,1095	II.B	0,95	
26	Quảng Ngãi	Huyện Ba Tơ	0,1068	I.A	0,55	
27	Ninh Bình	Huyện Yên Khánh	0,1067	IV.B	1,55	
28	Quảng Nam	Huyện Phước Sơn	0,1017	I.A	0,55	
29	Đà Nẵng	Quận Hải Châu	0,1006	II.B	0,95	
30	TP Hồ Chí Minh	Quận 2	0,0856	II.A	0,83	
31	Lạng Sơn	Huyện Hữu Lũng	0,0820	I.A	0,55	
32	Cao Bằng	TX Cao Bằng	0,0814	I.A	0,55	
33	Hà Giang	TX Hà Giang	0,0682	I.A	0,55	
34	Tuyên Quang	Huyện Sơn Dương	0,0627	I.A	0,55	
35	Bắc Kạn	Huyện Bạch Thông	0,0615	I.A	0,55	

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- AII (1999). *Design guidelines for earthquake resistant reinforced concrete structures*, Architectural Inst. of Japan, Tokyo.
- Akiyama, H. (1985), *Earthquake-resistant limit-state design for buildings*, Univ of Tokyo Press, Tokyo.
- Al-Ali, A.A.K. and Krawinkler, H. (1998), “Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures”, *Report No 130, John A. Blume Earthq. Eng. Center*, Stanford Univ, Stanford, USA.
- Ang, AH-S. and Tang, W.H. (1975), *Probability concepts in engineering planning and design: Basic principles*, Vol. I, Wiley, New York.
- ANSI/AISC 341-02 and -05. *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction
- Aoyama, H. (1981), “Outline of earthquake provisions in the recently revised Japanese Building Code”, *Bulletin of The New Zealand National Society for Earthq. Eng.*, Waikanae, New Zealand, 14(2).
- CEN (2003). *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*, Brussels, Belgium.
- Chintanapakdee, C. and Chopra, A.K. (2004), “Seismic response of vertically irregular

- frames: Response history and modal pushover analyses”, *Struct. Eng. - ASCE*, 130(8), 1177-1185.
- Chopra A K. (2001). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (2nd edn). Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 844p
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2000), “Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems”, *Struct. Eng. - ASCE*, 126(4), 482-490.
- EC1 (2006), *Actions on structures - Part 3: Actions induced by cranes and machinery*, Brussels, Belgium.
- EC8 (2004), *Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Brussels, Belgium.
- Elnashai, A.S. and Mwafy, A.M. (2002), “Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings”, *Struct. Des. Tall Spec. Bldgs*, John Wiley & Sons, 11(5), 329-351.
- FEMA (1997), *NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part 1: Provisions (FEMA 302) and Part 2: Commentary (FEMA 303)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Hội, P.V., Viên, N.Q., Tư, P.V., Tường, L.V. (2009). *Kết cấu thép – Cấu kiện cơ bản*, Hà Nội.
- IBC (2000), *International Building Code*, International Code Council, Falls Church: Virginia.
- Jamil Steel Company Ltd. (2003), *Jamil steel buildings - Design manual*, Pre-engineered Building Division.
- John A. Rolfes, Robert A. MacCrimmon (2006). “Industrial Building Design - Seismic Issues”, *The Iron & Steel Technology Conference and Exposition*, AISTech Proceedings, Cleveland, Ohio.
- Kappos AJ. (1999). “Evaluation of behaviour factors on the basis of ductility and overstrength studies.” *Engineering Structures*, Elsevier, 21(9): 823-835.
- Kappos, A.J. and Penelis, G.G. (1996), *Earthquake-resistant concrete structures*, Taylor & Francis.
- Miranda E, Bertero VV. (1994). “Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design.” *Earthquake Spectra*, 10(2): 357-379.
- Miranda, E. and Ruiz, G.J. (2002), “Influence of stiffness degradation on strength demands of structures built on soft soil sites”, *Eng. Struct. - Elsevier*, 24(10), 1271-1281.

- Newmark N.M. and Hall W.J. (1982), *Earthquake spectra and design*, Earthq. Eng. Res. Inst., Berkeley, California.
- Ninh, N.L. (2007), *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, Nxb Xây dựng, Hà Nội.
- Ninh, N.L. (2011). *Cơ sở lý thuyết tính toán công trình chịu động đất*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- Ohsaki, H. (1979), “On the significance of phase content in earthquake ground motion”, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, John Wiley & Sons, 7, 427-439.
- Paulay T, Priestley MJN. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons: A Wiley Interscience Publications, 768p.
- PEER (2010), *Strong motion database - Pacific Earthq. Eng. Res. Center*, <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>.
- Shibata, A. (1997), *Current earthquake-resistant structural analyses*, Morikita Press, Tokyo.
- Quang, H.V., Dũng, T.M., Cường, N.Q. (2010). *Thiết kế khung thép nhà công nghiệp*, NXB Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
- RESP. (1997). *Inelastic response analysis program for two dimensional buildings*. Kozo Keikaku Co., Ver. 8.0.
- TCVN 9386:2012. *Thiết kế công trình chịu động đất*, Hà Nội.
- TCVN 2737:1995. *Tải trọng và tác động*, Hà Nội.
- TCVN 5575:2013. *Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
- Thuat, D.V. and Ichinose, T. (2005), “Probabilistic estimation of seismic story drifts in reinforced concrete buildings”, *Struct. Eng. - ASCE*, 131(3), 416-427.
- Thuật, Đ.V. (2010), “Đánh giá chuyển vị ngang phi tuyến của kết cấu nhà nhiều tầng chịu động đất dựa theo phân tích tĩnh phi tuyến và phổ thiết kế trong TCXDVN 375:2006”, *Tạp chí KHCN Xây dựng, ĐHXD*, số 8, trang 5-15.
- Thuật, Đ.V. (2011), “Tạo băng gia tốc nền từ phổ phản ứng đàn hồi sử dụng chuỗi Fourier”, *Tạp chí KHCN Xây dựng, Trường ĐHXD*, số 10, 3-14.
- Thuật, Đ.V. (2012). “Đánh giá cơ chế phá hoại của kết cấu nhà khung thép nhiều tầng chịu động đất sử dụng mô hình đơn lò xo phi tuyến”, *Tạp chí KHCN Xây dựng, Trường ĐHXD*, số 11/3-2012, trang 3-11. ISSN: 1859-2996
- Thuat, D.V. (2013), “Story strength demands of irregular frame buildings under strong earthquakes”, *Struct. Des. Tall Spec. Bldgs*, John Wiley & Sons, 22(9), 687-699.

- Thuat, D.V. (2014). “Strength reduction factor demands for building structures under different earthquake levels”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, John Wiley & Sons, 23(1), 42-53.
- Thuật, Việt, Đ.Q., Sơn, N.V. (2016), “Một số vấn đề khi xác định tải trọng động đất tác dụng lên khung ngang nhà công nghiệp một tầng bằng thép có cầu trục”, *Tạp chí KHCN Xây dựng, Trường ĐHXD*, số 28, 3-14.
- Thuật, Đ. V., Chương, H. V., Hòa, N. Đ. (2017). Đánh giá tác dụng của tải trọng động đất tĩnh ngang và gió lên khung ngang nhà công nghiệp một tầng bằng thép có cầu trục. *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng - ĐHXD*, 11(1): 11-18.
- Thuat, D. V., Hoa, N. D., Chuong, H. V., Hung, T. V. (2019). Effects of vertical seismic actions on the responses of single-storey industrial steel building frames. *Journal of Science and Technology in Civil Engineering - NUCE*, 13(3): 73-84.
- Thuật, Đ.V., Hòa, N.Đ., Chương, H.V., Khánh, T.D. (2019), "Khung nhà công nghiệp một tầng bằng thép có cầu trục được thiết kế chịu tải trọng động đất và gió". *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng - ĐHXD*, 13(5V), 9-19.
- Thuật, Đ.V., Hòa, N.Đ., Cường, N.V., Hùng, T.V. (2020). “Đánh giá tác động của động đất theo phương dọc nhà lên kết cấu khung nhà công nghiệp một tầng bằng thép có cầu trục”, *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng - ĐHXD*, 14(3V), 23-35.
- Umemura, H., Thuat, D.V. and Ichinose, T. (2001), “Generation of ground motions with identical spectral amplitude and shape envelope”, *Proceedings of AIJ*, 23339, 677-678.
- UBC (1997). *Uniform Building Code, Vol. 2: Structural Engineering Design Provisions*, International Conference of Building Officials, Whittier, California.