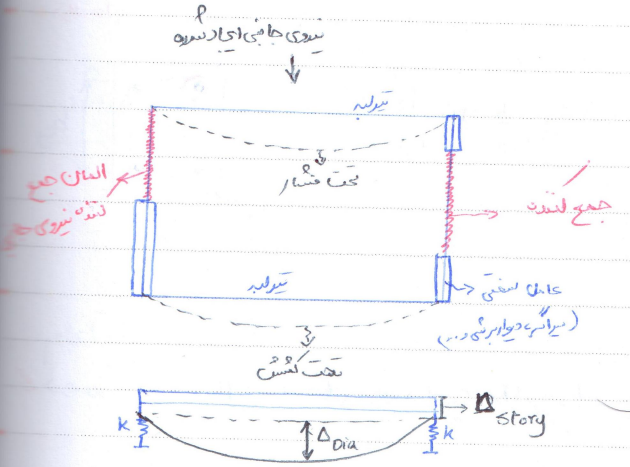


1. تحلیل نیروی جانبی ایستاده داخل صفحه دیافراگم

2. انتقال نیرو به عناصر مقاوم جانبی

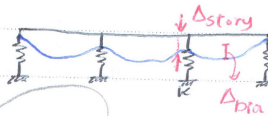
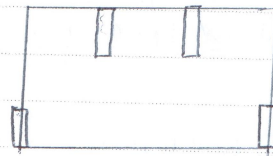


If $\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{story}} > 2 \Rightarrow$ برای سقف صلب

سقف انعطاف پذیر است

If $\frac{\Delta_{dia}}{\Delta_{story}} < \frac{1}{2} \Rightarrow$ برای سقف صلب

سقف صلب است



$$F_{pi} \leq \sum_{j=i}^n F_j \left(\frac{w_i}{\sum_{j=1}^n w_j} \right)$$

$$0.5 A_i w_i < F_{pi} < 1 A_i w_i$$



در دین آند Δ_{story} ، Δ_{dia} بر اساس نیروی F_p که سه بی شود و این نیرو در هر طبقه عضو می شود. صلبیت

دایگرام برای تمام طبقات با این به طور جداگانه تیریل شود.

از شوطی تیر

* وضعیت مرتض صلبیت دایگرام

پلان انالوژی (عرض کم و طول زیاد) با سیستم باربر تحت انتهای

* کامپی Δ_{diaP}

معمولاً تغییر شکل خمشی $IF: \frac{l}{h} > 20$ در تیر تیریل می شود

تیر کشش + تغییر شکل خمشی $IF: \frac{l}{h} < 5$ در تیر تیریل می شود

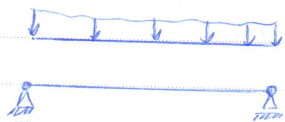
۱۴۰ تیر

۲۴

جمعه

۱۳۹۸ خرداد ۱۴ JUNE 2019

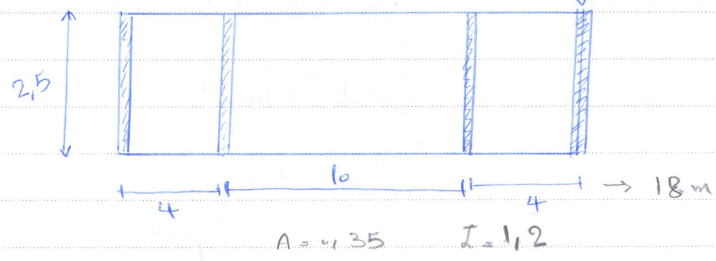
مثلاً برای سربند دهانه



$$\Delta_P = \frac{5 w l^4}{384 EI}$$

$$\Delta_S = \alpha \frac{w l^2}{8 AG}$$

۱.۵: ضریب تصحیح برین برای دال تیر



$h = 3m$

$t_c = 6cm$ ← ضرایب

$LL = 600 \frac{kg}{m^2}$

F_{pi} → ضرایب

ضرایب D_{pi} → ضرایب

$E_c = 2 \times 10^5 \frac{kg}{cm^2}$

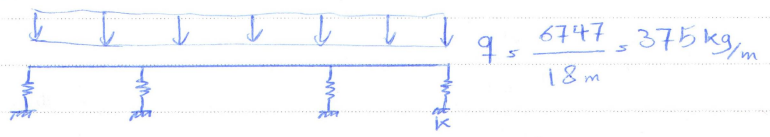
$\gamma_c = 2500 \frac{kg}{m^3}$

انواع ضرایب داینامیک

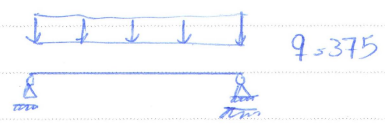
$W_t = W_D + \gamma_c W_L = \left[(18 \times 2.5) \times 6 \times 10^{-2} \right] \times 2500 + 0.6 [18 \times 2.5 \times 600] = 22950 \text{ kg}$

$F_{pi} = 0.7 \times 0.35 \times 1.2 \times 22950 = 6747 \text{ kg} \approx 6 \text{ ton}$

$F_{pi} = 0.5 A I W$



ضرایب



یکشنبه

$$\Delta_F = \frac{5}{384} \times \frac{q l^4}{EI}$$

$$I = \frac{t h^3}{12} = \frac{6 \times 250^3}{12} \Rightarrow I = 7812500 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \Delta_F = \frac{5}{384} \left(\frac{375 \times 10^{-2} \times (1000)^4}{2 \times 10^6 \times 7812500} \right) \Rightarrow \Delta_F = 0.031 \text{ cm} \approx 0.3 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{diag}} = 1.5 \frac{q l^2}{8 A G} = 1.5 \left[\frac{375 \times 10^{-2} \times 1000^2}{8 \times (6 \times 250) \times 0.4 \times 2 \times 10^5} \right] = 0.0058 \text{ cm} \approx 0.06 \text{ mm}$$

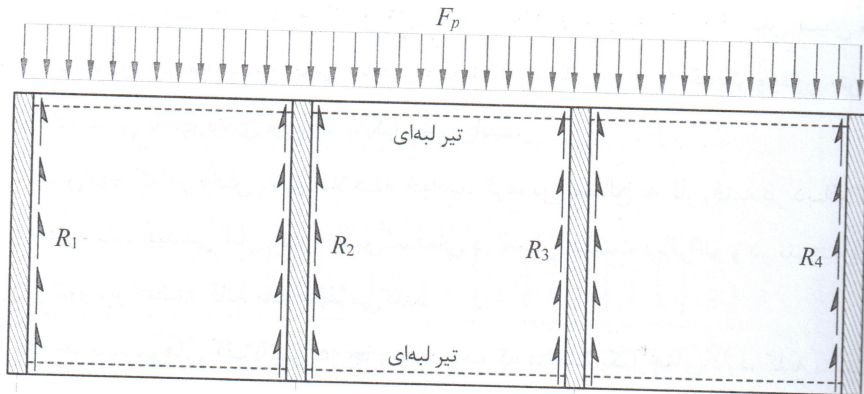
↓
تغییر طول

$$\Rightarrow \Delta_{\text{diag}} = 0.031 + 0.0058 = 0.0368 \text{ cm}$$

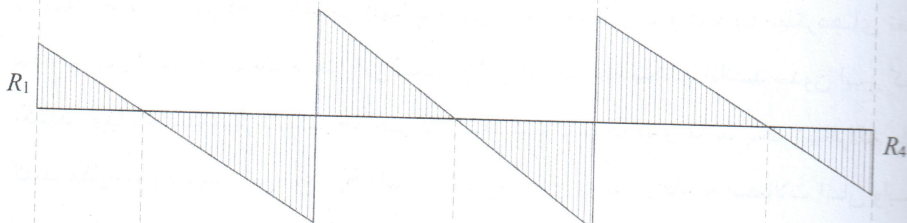
$h = 300$ If $\Delta_{\text{story}} = \frac{0.02 h}{0.7 R} = \frac{0.02 \times 300}{0.7 R} \Rightarrow \Delta_{\text{story}} = 0.85 \text{ cm}$

$R = 10$

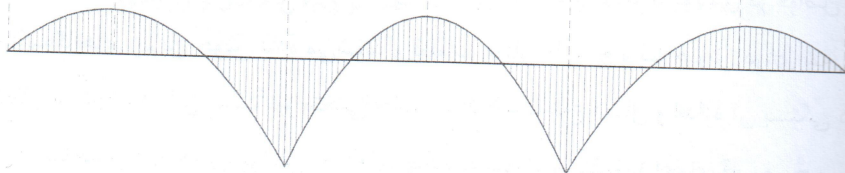
Δ_{diag}



(الف) دیافراگم همراه نیروهای موجود در آن



(ب) نمودار شماتیک نیروی برشی در دیافراگم



(ج) نمودار شماتیک لنگر خمشی در دیافراگم

مثال ۳-۶: پلان طبقه دهم یک ساختمان ۱۵ طبقه که ارتفاع طبقات آن $3/2$ متر است در شکل

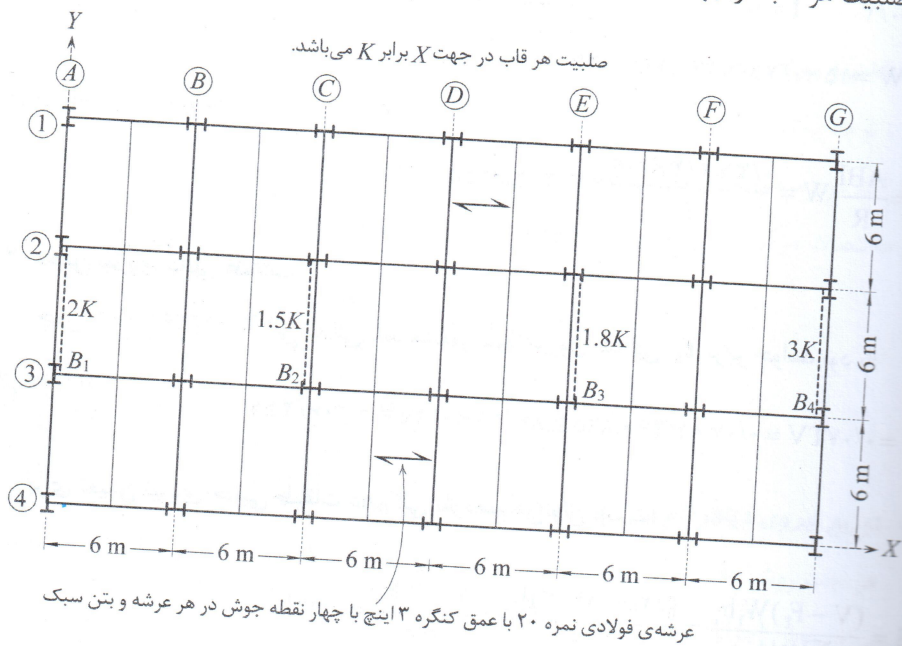
۲۱-۶ نشان داده شده است.

سیستم قائم باربر جانبی در جهت Y از چهار قاب مهاربندی واگرای ویژه و در جهت X از چهار قاب خمشی ویژه تشکیل شده است. سختی هر یک از سیستم‌های باربر جانبی در شکل برحسب ضریب K مشخص شده است. ساختمان با اهمیت زیاد و در منطقه لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد روی زمینی از نوع IV واقع شده است. ساختمان منظم بوده و بار مؤثر زلزله کلیات طبقات یکسان و

یکنواخت با شدت $75 \cdot \frac{kg}{m^2}$ می باشد. دیافراگم های کف از عرشه های فولادی شماره ۲۰ با عمق کل

دال $6 \frac{1}{4}$ اینچ ساخته شده است.

مراحل را که لازم است برای طراحی دیافراگم و اجزای آن نظیر جمع کننده ها و تیرهای لبه ای برای زلزله جهت Y انجام شود دنبال و اندازه و ابعاد هر یک را تعیین کنید.
صلبیت هر قاب در جهت X برابر $2K$ می باشد.



شکل ۶-۲۱ پلان طبقه دهم یک ساختمان ۱۵ طبقه همراه با سختی های سیستم های باربر جانبی (مثال ۶-۳)

حل:

با توجه به نظم ساختمان در پلان و ارتفاع و نیز ارتفاع سازه
در این صورت استفاده از روش استاتیکی معادل و نیز
به کارگیری سیستم سازه ای قاب مهاربندی شده و اگر مجاز است:

۱- تعیین برش پایه زلزله

زمان تناوب سازه برابر است با:

$$T = 0.8H^{3/4} = 0.8(15 \times 3/2)^{3/4} = 1/46 \text{ sec}$$

چون سازه در منطقه لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و بر روی زمینی از نوع IV قرار دارد، B ضریب بازتاب ساختمان از منحنی شکل ۳-۱۰ ب برابر $B \cong 2/2$ به دست می‌آید.
سایر پارامترها به قرار زیر است:

$$A = 0/3 \quad I = 1/2 \quad R = 7 \quad (\text{قاب مهاربندی و اگرای ویژه در جهت Y})$$

$$\text{کل } W = 15 \times 0/75 \times 36 \times 18 = 7290 \text{ t}$$

برش پایه برابر است با:

$$V = \frac{ABI}{R} W = \frac{0/3 \times 2/2 \times 1/2}{7} \times 7290 \cong 825 \text{ t}$$

۲- تعیین نیروی جانبی طبقات

چون $T = 1/46 > 0/7$ اثر شلاقی باید منظور شود. نیروی شلاقی F_t برابر خواهد بود با:

$$F_t = 0/07TV = 0/07 \times 1/46 \times 825 \cong 84/3 \text{ t} < 0/25V = 206/25 \text{ t}$$

برای تعیین نیروی جانبی طبقات دهم الی پانزدهم می‌توان نوشت:

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_i h_i} = \frac{(825 - 84/3)h_i}{\sum h_i} = \frac{740/7 h_i}{384} = 1/93 h_i$$

$$F_{15} = 1/93 \times 15 \times 3/2 + 84/3 \cong 177 \text{ t} \quad F_{14} = 1/93 \times 14 \times 3/2 = 86/5 \text{ t}$$

$$F_{13} = 1/93 \times 13 \times 3/2 \cong 80/3 \text{ t} \quad F_{12} = 1/93 \times 12 \times 3/2 = 74/1 \text{ t}$$

$$F_{11} = 1/93 \times 11 \times 3/2 \cong 67/9 \text{ t} \quad F_{10} = 1/93 \times 10 \times 3/2 = 61/8 \text{ t}$$

۳- تعیین نیروی طراحی دیافراگم

F_p نیروی جانبی زلزله مؤثر بر دیافراگم در تراز طبقه دهم از رابطه (۶-۱) تعیین می‌شود.

$$F_p = \frac{(177 + 86/5 + 80/3 + 74/1 + 67/9 + 61/8) W_1}{6W_1} \cong 91/3 t$$

با توجه به محدودیت رابطه (۶-۲) خواهیم داشت:

$$0.35 \times 0.3 \times 1/2 \times 486 = 61/2 < F_p = 91/3 < 0.7 \times 0.3 \times 1/2 \times 486 = 122/5 t$$

در نتیجه نیروی طراحی دیافراگم طبقه دهم برابر $F_p = 91/3 t$ می‌باشد.

۴- محاسبه مرکز سختی طبقه دهم

با توجه به نوع پوشش دیافراگم و مقایسه با مثال ۶-۱ به آسانی می‌توان نتیجه گرفت که دیافراگم در زمره‌ی دیافراگم‌های صلب محسوب می‌شود.

مختصات مرکز سختی با توجه به روابط (۶-۱۰) تعیین می‌شود.

$$X_s = \frac{3K \times 36 + 1/8K \times 24 + 1/5K \times 12}{3K + 1/8K + 1/5K + 2K} \cong 20/4 m$$

$$Y_s = 9 m$$

۵- توزیع نیروی دیافراگم بین اعضای قائم مقاوم

هر چند روش دقیق برای توزیع و تعیین نیرو بین اعضای قائم مقاوم، تحلیل با مدل سه بعدی مبتنی بر روش اجزای محدود است، لیکن با توجه به صلب بودن دیافراگم نیروی آن مطابق بخش ۵-۶ بین سیستم‌های باربر جانبی توزیع می‌شود.

J_0 صلبیت پیچشی دیافراگم از رابطه (۶-۱۶) چنین است:

$$J_0 = 3K \times 15/6^2 + 1/8K \times 2/6^2 + 1/5K \times 8/4^2 + 2K \times 20/4^2 + K \times 2 \times 9^2 + K \times 2 \times 3^2$$

$$J_0 = 1871/6 K$$

با در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی و نیز فاصله مرکز جرم تا مرکز سختی، لنگر پیچشی در

دیافراگم چنین است.

$$T = 91/3(20/4 - 18) + 91/3(0.5 \times 36) = 383/46 t.m$$

نیروهای ایجاد شده در سیستم‌های باربر جانبی که به عنوان تکیه‌گاه برای دیافراگم عمل می‌کنند برابر اختلاف برشی است که توسط اعضای قائم مقاوم در برابر زلزله که در بالا و پایین دیافراگم قرار دارند تحمل می‌شود. انجام چنین امری اغلب نیاز به یک مدل سه بعدی اجزای محدود دارد در این بخش به عنوان یک روش ساده و با کمک روابط ارائه شده در بخش ۶-۵ نیروی دیافراگم همراه با لنگر پیچشی بین سیستم‌های باربر جانبی توزیع می‌شود.

با توجه به رابطه (۶-۲۰) خواهیم داشت:

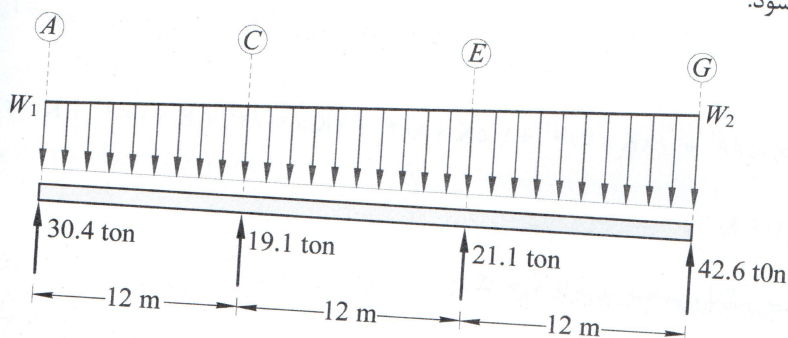
$$F_{B1} = \frac{91/3 \times 2K}{8/3K} + \frac{2K \times 20/4 \times 383/46}{1871/6K} = 30/4 t$$

$$F_{B2} = \frac{91/3 \times 1/5K}{8/3K} + \frac{1/5K \times 8/4 \times 383/46}{1871/6K} = 19/1 t$$

$$F_{B3} = \frac{91/3 \times 1/8K}{8/3K} + \frac{1/8K \times 3/6 \times 383/46}{1871/6K} = 21/1 t$$

$$F_{B4} = \frac{91/3 \times 3K}{8/3K} + \frac{3K \times 15/6 \times 383/46}{1871/6K} = 42/6 t$$

در شکل ۶-۲۲ نیروهای ایجاد شده در سیستم‌های باربر جانبی (قاب‌های مهاربندی شده واگرا) همراه با بار گسترده در دیافراگم نشان داده شده است. به علت وجود پیچش و تفاوت در سختی‌های اعضای قائم مقاوم در برابر زلزله، توزیع نیرو در دیافراگم را به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۶-۲۲ نیروهای ایجاد شده در قاب‌های مهاربندی شده واگرا همراه با بار گسترده دیافراگم

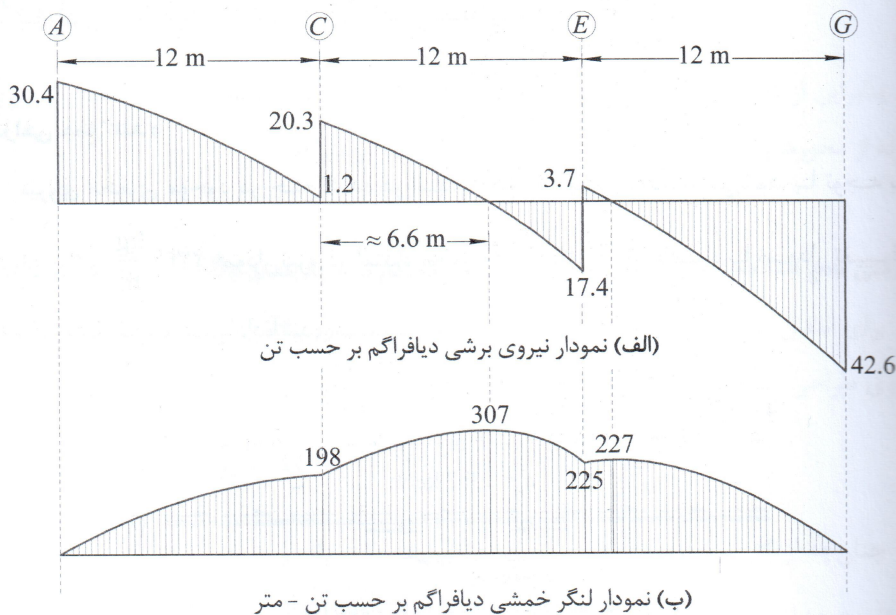
شدت بارهای W_1 و W_2 با توجه به معادلات تعادل نیرو و لنگر تعیین می‌شوند.

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow (W_1 + W_2) \times \frac{36}{2} = 30/4 + 19/1 + 21/1 + 42/6 \Rightarrow W_1 + W_2 = 6/29 \frac{t}{m}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow W_2 \times \frac{36}{2} \times \frac{2}{3} \times 36 + W_1 \times \frac{36}{2} \times \frac{1}{3} \times 36 = 42/6 \times 36 + 21/1 \times 24 + 19/1 \times 12$$

$$\Rightarrow 2W_2 + W_1 = 10/5 \frac{t}{m} \Rightarrow W_1 = 2/0.8 \frac{t}{m} \quad W_2 = 4/21 \frac{t}{m}$$

نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی دیافراگم به ترتیب برای نیروی زلزله در جهت Y در اشکال ۶-۲۳ الف و ب رسم شده است.



شکل ۶-۲۳ نمودارهای نیروی برشی و لنگر خمشی دیافراگم

دیافراگم بتنی باید برای حداکثر برش $42/6$ تن و لنگر خمشی 307 تن متر طراحی و

آرماتورگذاری شود.

قاب مهاربندی شده B_4 در روی محور G حداکثر نیروی برشی $۴۲/۶$ تن را تجربه می‌کند.
 q_G جریان برش در امتداد محور G برابر است با:

$$q_G = \frac{V_{\max}}{L_1} = \frac{۴۲۶۰۰}{۱۸} \cong ۲۳۶۷ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

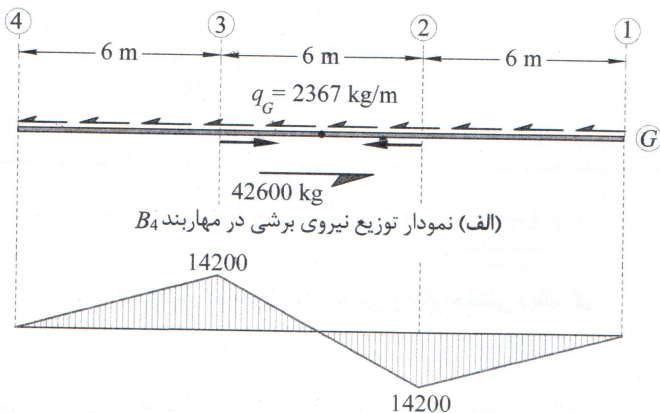
با توجه به جدول ۶-۱، Q نیروی برشی مجاز دیافراگم برای دهانه عرشه فولادی نمره ۲۰ به طول ۳ متر معادل تقریباً ۱۰ فوت برابر $۱۷۴۰ \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$ می‌باشد. بنابراین می‌توان نوشت:

$$q_G = ۲۳۶۷ \frac{\text{kg}}{\text{m}} < ۱/۴۸۳ \times ۱۷۴۰ = ۲۵۸ \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

بنابراین اتصال عرشه فولادی با چهار جوش نقطه‌ای مناسب است.

طراحی جمع‌کننده

نیروی محوری موجود در جمع‌کننده در امتداد محور G چنین محاسبه می‌شود. با توجه به جریان برش $۲۳۶۷ \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ نمودار نیرو در امتداد محور G در شکل ۶-۲۴ همراه با نمودار تغییرات نیرو در جمع‌کننده نشان داده شده است.



بنابراین حداکثر نیروی موجود در جمع کننده در امتداد محور G برابر $Q_E = 14200 \text{ kg}$ می باشد. همان گونه که اشاره شد آئین نامه ASCE نیروی طراحی جمع کننده را مطابق رابطه (۶-۲۱) پیشنهاد می کند. چون سیستم باربر جانبی دیافراگم ترکیبی از قاب های خمشی ویژه و مهاربندی واگرای ویژه است، در این صورت $\Omega_0 = 2/4$ در نظر گرفته می شود. در این صورت خواهیم داشت:

$$P_c = \Omega_0 Q_E = 2/4 \times 14200 = 34080 \text{ kg}$$

چنان چه از میلگردهای با تنش مجاز $1650 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ استفاده شود، آنگاه A_s مساحت مورد نیاز

چنین خواهد بود.

$$A_s = \frac{34080}{1650} = 20.65 \text{ cm}^2$$

بنابراین از ۵ عدد میلگرد $\phi 24$ با مساحت $22/82 \text{ cm}^2$ به صورت ممتد برای انتقال نیروی زلزله از محورهای (۱) الی (۴) در امتداد محور G استفاده می شود.

طراحی جمع کننده ها برای انتقال نیروی برشی دیافراگم به مهاربندی B_f :

برای انتقال نیروی 42600 kg از دیافراگم به قاب مهاربندی B_f از گل میخ استفاده می کنیم. نیروی طراحی جمع کننده ها با توجه به رابطه (۶-۲۱) چنین است:

$$V_E = \Omega_0 V_E = 2/4 \times 42600 = 10240 \text{ kg}$$

چنان چه از گل میخ های سرپهن با مشخصات $d_s = 20 \text{ mm}$ و $H_s = 75 \text{ mm}$ استفاده شود و مقاومت فشاری بتن $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ در نظر گرفته شود، نیروی برشی افقی مجاز گل میخ مطابق جدول ۲-۲ از جلد دوم کتاب طراحی سازه های فولادی برابر $q_{all} = 5000 \text{ kg}$ می باشد. بنابراین خواهیم داشت:

$$N = \frac{10240}{5000} \approx 21 \text{ عدد گل میخ ها}$$

بنابراین در طول ۶ متر (محل اتصال مهاربند به دیافراگم) باید ۲۱ گل میخ سرپهن با قطر ۲ سانتی متر و در فواصل ۳۰ سانتی متری تعبیه کرد. محور G در این مثال محور بحرانی است. به خوانندگان محترم توصیه می شود پس از تعیین نیروهای طراحی، جمع کننده ها را در محورهای A، C و E طراحی کنند.

طراحی تیرهای لبه‌ای^۱

نیروهای فشاری و کششی در تیرهای لبه‌ای (به شکل ۶-۲ توجه کنید) در امتداد محورهای $Y=0$ ، $Y=18m$ از تقسیم لنگر خمشی حداکثر در مقطع بحرانی $M_{max} = 307 \text{ tm}$ بر عمق دیافراگم در جهت اعمال نیروی زلزله تعیین می شود. بنابراین می توان نوشت:

$$T_E = C_E = \frac{307}{18} = 17/06t$$

بنابراین در طراحی اعضای امتداد محورهای ۱ و ۴ و اتصال آن ها به ستون باید به ترکیب نیروی محوری ۱۷/۰۶ تن با لنگر خمشی حاصل از بارهای ثقلی توجه شود.