

به نام خدا



دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران غرب

پروژه ترجمه درسی بتن پیشرفته استاد امام جمعه

(سیلو ها و انبارها)

تالیف: مارک فیتل

ترجمه: میثم میمنت

شماره دانشجویی: 930507410

مقدمه:

بشر از دیر باز در فکر یافتن راه حلی مناسب و ساخت پناهگاهی امن برای نگهداری مواد غذایی، معدنی و مصالح خود بوده است. کتابچه حاضر، حاصل تلاش 3 ماهه بنده برای ترجمه فصل 16 کتاب **hand book of concrete engineering** اثر آقای مارک فیتل می باشد. این فصل به طور جامع به بررسی سیلو ها و انبار های نگهدارنده و همچنین آنالیز، طراحی و ساخت آنها برای موارد خاص می پردازد. شایسته است فرصت را غنیمت شمرده و از راهنمایی های عزیزانی که بنده را در پیشبرد بهتر این امر یاری نمودند تشکر نمایم. امید است مجموعه گرد آوری شده بتواند منبع مناسبی برای دانشجویان عزیز بوده و آنها را در کسب هرچه بیشتر علم و دانش یاری نماید.

میثم میمنت

اردیبهشت 94

محفظه‌هایی که برای ذخیره سازی مواد دانه دار استفاده می شوند به دو گروه اصلی سیلوها (محفظه های عمیق) و انبارها (محفظه های کم عمق) تقسیم می شوند. اختلاف اصلی بین این دو گروه مربوط به رفتار مواد ذخیره شده در آنهاست.

این اختلاف رفتاری هم متأثر از شکل هندسی محفظه و هم متأثر از خصوصیات مواد ذخیره شده می باشد. روش تعیین فشار وارده از طرف مواد ذخیره شده بر دیواره و قسمت تحتانی محفظه، با یک روش برای سیلو و با روشی دیگر برای انبار، قابل محاسبه است. (هر چند مبحث فعلی مربوط به استاندارد سیلوها، ACI 313، برای محاسبه فشار، یک روش مشترک را برای سیلوها و انبارها به کار می گیرد).

سازه سیلوها و انبارها، از مواد مختلفی تشکیل می گردد. از بین این مواد ها، احتمالاً بتن رایج ترین ماده مورد استفاده ویژگی های بتن را می توان بصورت زیر بیان کرد: در مقابل مواد ذخیره شده محافظت لازم را دارا است، نیاز به تعمیر و نگهداری کمکی دارد، از نظر زیبایی خوش آیند است و نسبتاً از خطرات سازه ای خاص مبرا است (خطراتی مثل کمانش یا فرورفتگی) ممکن است این خطرات در سیلوها یا انبارهایی با مواد نازکتر، رخ دهد. ممکن است سیلوها و انبارها به شکل های مختلفی باشند و به صورت جدا از هم و یا گروهی به کار گرفته شوند. (شکل 1-16 را ببینید). سالمل 2-16، قرارگیری چند نمونه را نشان می دهد. این نوع قرار گیری، ممکن است هم برای سیلوها و هم برای انبارها به کار گرفته شود. بسیاری از فرو پاشیهای سیلوها که امری غیر عادی است، رخ داده است. دلایل عمده فروپاشی سازه ای، ممکن است به صورت های زیر طبقه بندی گردد:

- 1- اشتباهات طراحی، که شامل استفاده از بارهای نادرست، عدم در نظر گرفتن ترکیبات بحرانی سیلوهای بی بار و تحت بار و پرداختن به جزئیات نامناسب است.

2- اشتباهات ساخت، مثل جا گذاشتن یا حذف تیرهای تقویتی عدم کنترل کیفیت مناسب بتن و استفاده از تکنیک های نادرست،

3- اشتباهات راه اندازی که شامل بهتر کردن نرخ تخلیه، تغییر نوع ماده ذخیره شده، یا موضوعات مرتبط که بارهای جانبی غیر منتظره را به سیلو اعمال می نمایند.

4- ترکیب عوامل ذکر شده در بالا

(16) ملاحظات طراحی

فرآیند طراحی سیلوها و انبارها به دو شکل سازه ای و در حال کار تقسیم می گردد. طراحی از نوع در حال کار، باید حجم مناسب، محافظت مناسب در برابر مواد ذخیره شده و روشهای درست پر و خالی کردن را در خود جای دهد. ملاحظات سازه ای شامل پایداری، استحکام و کنترل پهنای ترک و تغییر شکل است. [آنها را به حداقل برساند]. بارهایی که باید مد نظر قرار گیرند شامل موارد زیر است:

1- بارهای مرده خود سازه و عواملی که توسط سازه مهار می شوند.

2- بارهای زنده شامل:

(a) نیروهای اعمالی از طرف مواد ذخیره شده.

(b) تغییرات نیروی اعمالی از طرف مواد ذخیره شده به دلیل پر و خالی شدن.

(c) باد

(d) برف

(e) نیروهای لرزه ای اعمال شده بر روی سازه و مواد ذخیره شده.

3- کنش حرارتی که به دلیل مواد ذخیره شده اعمال می گردد (به خصوص در سیلو هایی که به صورت گروهی مورد استفاده قرار می گیرند اهمیت دارد).

3.16 روش طراحی – USD یا WSD [استحکام یا تنش کاری]

ممکن است از هر دو روش استحکام (USD) یا تنش کاری (WSD) برای سیلوها و انبارهای استفاده گردد.



Fig. 16-1 Grain elevator- group of hexagonal and circular silos, Denver, Colorado. (Courtesy of Cargill, Inc.)

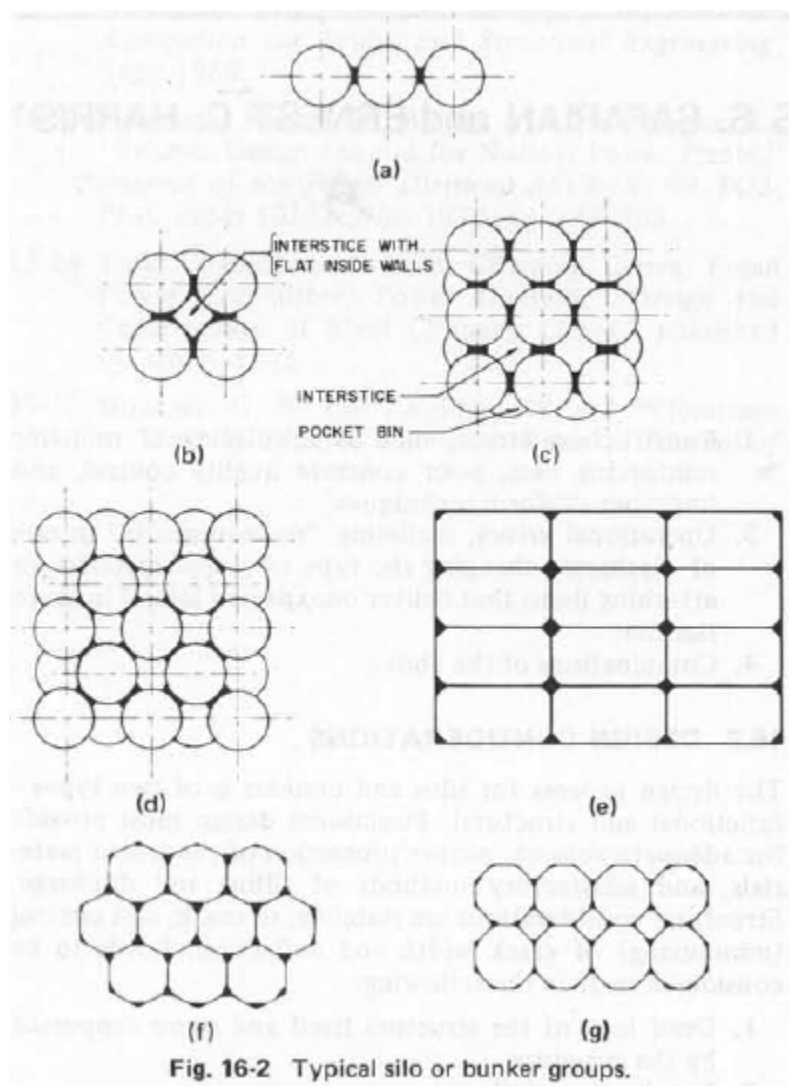


Fig. 16-2 Typical silo or bunker groups.

نویسنده، شخصاً، روش USD را برای مواد و تمامی مثالهای عددی به کار می گیرد.

4.16 خصوصیات مواد ذخیره شده

خصوصیات موادی که قرار است ذخیره شوند بر شدت بارهای فشاری اثر می گذارد.

علاوه بر آن، بر جریان ماده ای تأثیر گذارند و بادی در انتخاب شکل و اندازه خروجی و نوع روش خالی کردن بار،

در نظر گرفته شوند. جدول 1-16، خصوصیات موادی که به طور رایج به کار گرفته می شوند را نشان می دهد.

TABLE 16-1 Typical Design Properties of Granular Materials
(Use only in the absence of the actual values.)*

Material	Weight lb/cu ft (kg/m ³)	Angle of Repose	Coefficient of Friction	
			Against Concrete	Against Steel
Cement, Portland	100 (1600)	25°	0.466	0.30
Cement, Clinker	88 (1410)	33°	0.60	0.30
Peas	50 (800)	25°	0.296	0.263
Wheat	50 (800)	25°	0.444	0.414
Beans	46 (740)	31.5°	0.442	0.366
Barley	39 (620)	37°	0.452	0.376
Corn	44 (700)	27.5°	0.423	0.374
Oats	28 (450)	28°	0.466	0.412
Sugar granular	63 (1000)	35°	0.431	
Sand dry	100 (1600)	35°	0.70	0.50
Sand moist	113 (1810)	40°	0.65	0.40
Sand saturated	125 (2000)	25°	0.45	0.35
Flour	38 (610)	40°	0.30	0.30
Lime (burned pebbles)	56 (900)	35°	0.50	0.30
Lime, powder	44 (700)	35°	0.50	0.30
Coal, bituminous	50-65 (800-1040)	32-42°	0.50	0.30
Coal, anthracite	60-70 (960-1120)	24-35°	0.50	0.30
Coke	38 (600)	40°	0.80	0.50
Gravel dry	113 (1810)	35°	0.45	
Gravel wet	125 (2000)	25°	0.40	0.75
Manganese ore	125 (2000)	40°		
Iron ore	165 (2640)	40°	0.50	0.364
Clay dry	106 (1700)	40°	0.50	0.70
Clay damp	113 (1810)	25°	0.30	0.40
Clay wet	138 (2200)	15°	0.20	0.30
Lime burned, fine	57 (910)	35°	0.50	0.30
Lime burned, coarse	75 (1200)	35°	0.50	0.30
Gypsum in lumps, limestone	100 (1600)	40°	0.50	0.30

*The properties listed here are illustrative of values that might be determined from physical testing. Ranges of values show the variability of some materials. Design parameters should preferably be determined by test and the values above used with caution.

این مقادیر، فقط باید در غیاب داده های آزمایشی مربوط به مواد واقعی ذخیره شده، به کار گرفته شوند. باید در

انتخاب خواصی که به کار گرفته می شوند توجه و قضاوت درستی داشت، چون که فشار کاملاً، به تغییرات آن

خواص حساس است. طراح باید از امکان تغییرات بزرگ ای که نسبت به اعداد جدول رخ می دهد آگاه باشد، مثلاً امکان تغییر ماده از خشک به مرطوب و یا به اشباع، آگاه باشد. اگر شرط مورد نظر، شرط خاص نباشد، طراح باید بدترین شرایط را برای آن ماده در نظر بگیرد. طراح باید نسبت به امکان استفاده گوناگون از مواد مختلف در همان سیلو یا انبار آگاه باشد. کدام ماده باید در طراحی به کار گرفته شود؟

شاید بیش از یک ماده به کار گرفته شود، از آن جهت که ممکن است یک ماده فشار جانبی بزرگتر و یک ماده فشاری عمودی شدیدتری را اعمال نماید. باید برای هر نوع مطلوبی از فشار، بدترین ماده در نظر گرفته شود.

5.16 سیلو یا انبار

برای استفاده از معادلات، طراح باید سازه را به دو صورت سیلو یا انبار [محفظه عمیق یا کم عمق] تقسیم بندی کند. در غیر اینصورت از معادلات فشار استاتیک مربوط به سیلو برای هر یک از آنها، استفاده می نماید. تخمین های تجربی توسط بسیاری از مهندسان مطرح شدند.

دو نوع از این تخمین ها به قرار زیرند:

(a) تخمین ارائه شده توسط Dishinger ، $H > 1/5\sqrt{A}$

(b) تعیین ارائه شده توسط دستورالعمل کور شوروی

$H > 1/5D$ برای سیلو های دایروی

$H > 1/5A$ برای سیلو های مستطیلی

اگر محفظه مورد نظر در هر دو تخمین های بالا صدق کند، به عنوان سیلو در نظر گرفته می شود. اگر در هیچکدام از تخمین ها صدق نکند، به عنوان انبار در نظر گرفته می شود.

روش ثانویه، بر مبنای موقعیت مکانی سطح گسیختگی مواد ذخیره شده است. شکل 3-16 محفظه هایی با دو عمق مختلف را نشان می دهد. سطح گسیختگی با استفاده از تئوری کلمب تعیین می شود. اگر در موقعیت دیوار عمودی و سطح بالایی افقی، اصطکاک ناچیر شمرده شود، صفحه کلمب مربوط به گسیختگی، بین زاویه استقرار (P) و

دیوار عمودی واقع می گردد. اگر صفحه گسیختگی، سطح بالایی مواد ذخیره شده را قطع نماید، محفظه یک انبار است در غیر اینصورت یک سیلو است. هر چند، مهندسان بر روی موقعیت مکانی سطح گسیختگی به توافق نرسیدند. بعضی ها شروع صفحه را از زیر قسمت قیفی شکل یعنی نقطه، از شکل (b) 3-16 و بعضی ها عبور آنرا از نقطه D می دانند. بنابراین، با یک تفسیر، محفظه مورد نظر یک سیلو خواهد بود - و با تفسیر دیگر یک انبار می شود. خوشبختانه، برای چنین موارد نزدیک به هم، طبقه بندی دقیق، موردی بحرانی نمی باشد.

6.16 سیلوها

1.6.16 بارهای اعمالی به سیلوها ناشی از مواد ذخیره شده

مواد ذخیره شده در یک سیلو، نیروهای جانبی و نیروهای عمودی را از طریق اصطکاک به دیوارهای کناری، نیروهای عمودی را به قسمت تحتانی افقی و نیروهای عمودی و اصطکاکی را به سطوح شیبدار (مایل) اعمال می کنند. مقادیر استاتیک این نیروها، که ناشی از مواد ذخیره شده است، در مدتی که مواد داخل سیلوها در حال خارج شده باشند، اصلاح می شوند.

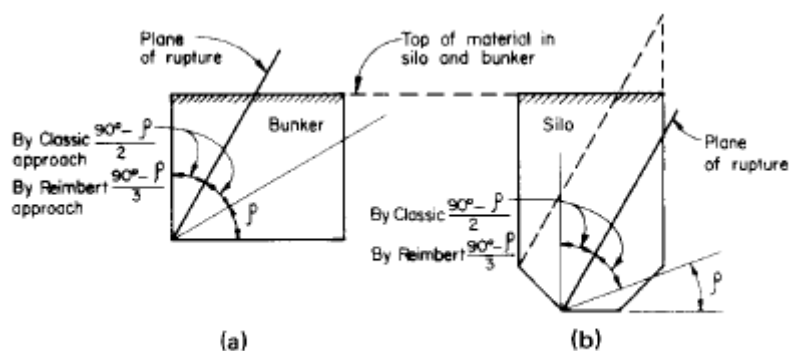


Fig. 16-3 Classification of bins using plane of rupture.

به طور کلی، تمام نیروها، تا جایی افزایش خواهند یافت تا اینکه بارهای اعمالی ناشی از خارج کردن مواد، تمایل به کنترل طراحی داشته باشند.

ممکن است نیروهای اعمالی توسط مواد ذخیره شده، تحت تأثیر تغییرات رطوبت، میران فشردگی و انبساط و انقباض تناوبی دیوار به صورت روزانه یا سالانه، قرار گیرد. برای محاسبه بارهای وارده به سیلو، تخمینی بسیار دقیق

وجود دارد که شامل شرایط مربوط به جریان یافتن مواد در حین خالی کردن است. در صورت کامل شدن تخمین، ممکن است معادلات بدست آمده برای محاسبه نیروهای استاتیکی با داده های تجربی ترکیب شوند تا برای تخمین فشار اضافی در حین خارج کردن مواد، به کار گرفته شوند. در اینجا محاسبه بارهای طراحی، از روش پیشنهادی توسط موسسه استاندارد بتن آمریکا ACI313-77 که برای طراحی و ساخت محفظه های بتنی، سیلوها و انبارها به کار گرفته می شود، استفاده می گردد. این عملیات شامل تعیین فشارهای استاتیکی (یا نیروها) و سپس ضرب آنها در فاکتورهای مربوط به فشار اضافی مثل فاکتور C_d می باشد تا فشارهای طراحی (یا نیروهای طراحی) بدست آیند.

2. 6.16 محاسبه فشارهای استاتیکی – جانبی و عمودی

دو روش محاسبه فشارهای استاتیکی عبارتند از روش کلاسیک جانسن (janssen) و روش ریمبرت (Reimbert). شکل 4-16 ابعاد به کار رفته سیلو را برای هر کدام از روشها، نشان می دهد. در ایالات متحده، روش جانسن، رایج تر است.

هر چند، آزمایشان نشان می دهند که روش جانسن در موارد، روشی محافظه کارانه نمی باشد این در حالی است که نتایج روش ریمبوت برای محاسبات فشار، با نتایج تست سازگاری نزدیکی دارد.

روش جانسن: فشار استاتیک عمودی واحد در عمق Y در زیر سطح می باشد.

$$q = \frac{\gamma R}{\mu' k} (1 - e^{-\mu' k Y / R}) \quad (16-1)$$

فشار استاتیک جانبی واحد در عمق Y می شود:

$$p = \frac{\gamma R}{\mu'} (1 - e^{-\mu' k Y / R}) = q k \quad (16-2)$$

در بالا، R شعاع هیدرولیکی (نسبت سطح به محیط) مربوط به بخش عرضی افقی داخل سیلو است. برای سیلوهای

$$R = D/4 \quad \text{دایروی داریم:}$$

برای سیلوهای چند گوش، شکل دایروی معادل با سطح، ممکن است به کار رود.

$$R = D/4$$

برای سیلوهای مربعی یا دیوار کوتاهتر، "a" مربوط به سیلوهای مستطیلی با R رابطه $R = a'/4$ را دارد. برای دیوار

بلند، "b" مربوط به سیلوهای مستطیلی، با a رابطه $R = a'/4$ را دارد که a طول کناری یک سیلوی مربعی فرضی است.

$$a' = \frac{2ab}{a+b} \quad (16-4)$$

روش ریمبرت:

فشار استاتیکی عمودی واحد در عمق Y زیر سطح می شود:

$$q = \gamma \left[Y \left(\frac{Y}{C} + 1 \right)^{-1} + \frac{h_s}{3} \right] \quad (16-5)$$

مقادیر $p_{\max}$ (حداکثر مقدار فشار جانبی واحد) و C (طول مشخصه) که در معادلات (16-5) و (16-6) استفاده می

شوند تحت تأثیر شکل سیلو قرار می گیرند به صورت زیر تعریف می شوند:

$$p_{\max} = \frac{\gamma D}{4\mu'} \quad (16-7)$$

$$C = \frac{D}{4\mu'k} - \frac{h_s}{3} \quad (16-8)$$

برای سیلوهای چند گوش که بیشتر از 4 سمت داشته باشند:

$$p_{\max} = \frac{\gamma R}{\mu'} \quad (16-9)$$

$$C = \frac{L}{\pi} \left[\frac{1}{4\mu'k} \right] - \frac{h_s}{3} \quad (16-10)$$

(از R تعریف شده در بالا برای روش جانسن، استفاده کنید)

برای سیلوهای مستطیلی - در سمت دیوار کوتاهتر، "a"،

$$(p_{\max})_a = \frac{\gamma a}{4\mu'} \quad (16-11)$$

$$C_a = \frac{a}{\pi\mu'k} - \frac{h_s}{3} \quad (16-12)$$

برای سیلوهای مستطیلی در سمت دیوار بلند تر، "b"،

$$(p_{\max})_b = \frac{\gamma a'}{4\mu'} \quad (16-13)$$

$$C_b = \frac{a'}{\pi\mu'k} - \frac{h_s}{3}, \quad (16-14)$$

که a' همانند روش جانسن تعریف می گردد.

به منظور طراحی معمولاً فرض بر این است مواد دانه ای تا بالای سیلو را پر کنند (یعنی $h_s=0$)

(3.6.16) فشار استاتیکی بر روی قسمت های تحتانی تخت

محاسبه فشار وارده بر قسمت های تحتانی تخت، توسط معادلات (16-1) و (16-5) داده شده است برای سیلوهای

مستطیلی، در نواحی مجاور کناره های بلند و کوتاه فشارهای تحتانی مختلفی بدست می آید. همانطور که در شکل

16-2 نشان داده شده است به طور اغلب، از تخمینی استفاده می شود که در این تخمین، فرض بر این است که برای

محاسبه فشار q_a ، که از R (روش جانسن) یا C (روش ریمبرت) در سمت کوتاه "a" استفاده شده بر سطح A_a اعمال

می گردد. به طور مشابه برای محاسبه فشار q_a که از R یا C در سمت b استفاده شده، فرض بر این است که q_b بر

سطح A_b اعمال می شود.

16-6-4 نیروهای استاتیکی - اصطکاک عمودی

برای سیلوهای گرد، مربعی و چند گوش منتظم، نیروی کامل اصطکاک استاتیکی در هر فوت از پهنا در یک نوار عمودی دیوار و در عمق Y به صورت تقریبی می شود:

$$V = (\gamma Y - q) R \quad (16-15) \quad \text{با روش ریموت}$$

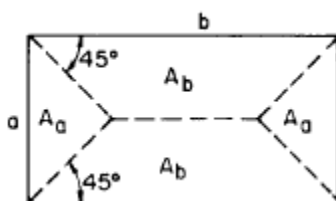
$$V = (\gamma Y - 0.8q) R \quad (16/16) \quad \text{با روش جانسن}$$

برای سیلوهای مستطیلی، فشارهای جانبی برای دیوارهای بلند و کوتاه متفاوتند. از این رو، اصطکاک جانبی فشارهای عمودی نیز متفاوت می شوند. بارهای اصطکاکی توسط معادلات 16-15 و 16-16 تخمین زده می شوند عبارات q و R به ترتیب توسط q_a و R_a برای سمت a و توسط q_b و R_b جایگزین می شوند. (شکل 16-6 را ببینید) 16-6-5 فشارهای استاتیکی وارده بر قسمت قیفی شکل سیلو فشارهای افقی استاتیکی P ، و فشارهای عمودی q ، که بر دیوارهای مایل قیف وارد می شوند توسط فرمولهای جانسن یا ریمبرت محاسبه می گردند. ممکن است هیدرولیک، CR ، در محدوده عمق قیف، کاهش یابد، اما معمولاً فرض بر این است که مقدارش ثابت بماند و مساوی با همان مقدار سیلو باشد. فشار عمودی استاتیک واحد که به سطح مایل در عمق Y و از طرف بالا وارد می گردد می شود:

$$q_\alpha = p \sin^2 \alpha + q \cos^2 \alpha \quad (16-17)$$

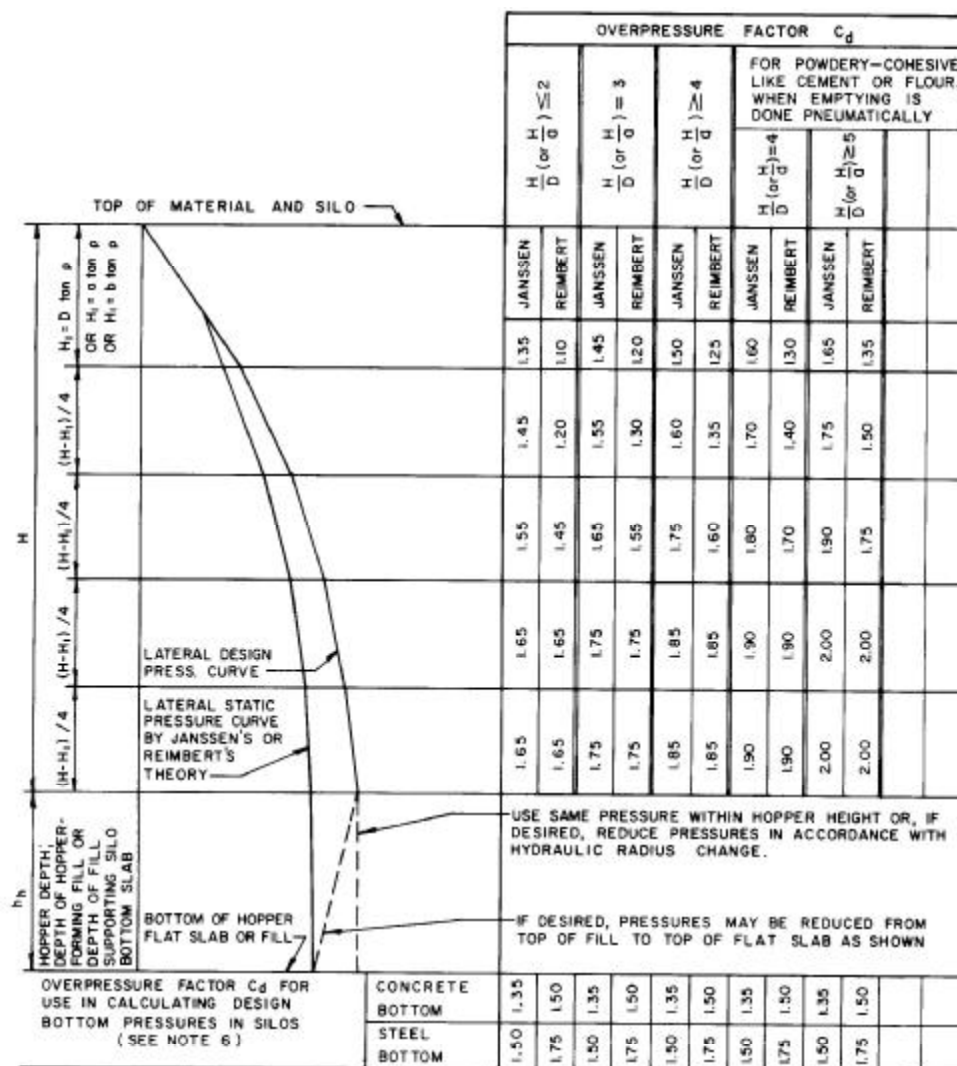
16-6-6 فشارهای اضافی و فاکتورهای آن C_d

معادلات (16-1) تا (16-17)، که در بالا بیان شدند، فقط برای محاسبات فشارهای استاتیک ناشی از ذخیره سازی مواد قبل از شروع خارج کردنشان، به کار می روند.



در حین خارج کردن، ممکن است این فشارها افزایش یابند در برخی مواقع، از افزایش فشار، به عنوان اثرات دینامیکی یاد می شود اما عبارت "فشار اضافی" در زمانی که هر اثر دینامیکی و استاتیکی افزایش یابند ترجیح داده می شود. در این بین، افزایش به دلیل خارج کردن ماده، قوس دار بودن ماده (که باعث ایجاد اصطکاک عمودی و فشار بالاتر در دیوار می گردد) و گسیختگی مواد قوس دار (که باعث ایجاد فشار عمودی به دلیل فشردگی می گردد) می باشد. به طور موضعی، فشار کلی ممکن است چندین برابر بزرگتر از فشار استاتیک محاسبه شده توسط معادلات ریبرت یا جانسن باشد. سیلوها بدون در نظر گرفتن فشار اضافی طراحی شده اند. بسیاری از سیلوهایی که طراحی شدند، فرو پاشیدند و خیلی دیگر از سیلوها، هنوز علائمی از وجود گسیختگی که خطر ناک باشند نشان دهنده حد پایین ایمنی باشند را از خود نشان نداده اند.

هنوز بحث فشار اضافی به خوبی توسط روشهای منطقی، مورد تفهیم قرار نگرفته است. هر چند، با استفاده از فاکتورهای فشار اضافی یعنی C_d قابل تخمین زدن می باشد تا از فشارهای استاتیک محاسبه شده به فشارهای طراحی تبدیل گردد.



* C_d values given in this table are inadequate for the higher loads associated with mass flow.

NOTES:

1. C_d factor for lateral pressures is given for the bottom of each height zone shown.
2. In the region of a flow-correcting insert (e.g., Buhler-Nase) lateral pressures may be many times greater than static, and the C_d values above are not sufficient.
3. Silo bottom pressures need not be considered larger than the pressure caused by 100% of weight of silo contents.
4. If $H_1 < H \leq 2H_1$, use the second C_d value from the top for the entire silo height H .
5. Values of factor C_d for H/D between those given in Table C.1 should be determined by linear interpolation.
6. Values of C_d factor given in Table C.1 for calculating design bottom pressures shall be multiplied by 0.75 for noncohesive material except for homogenizing silos in which pneumatic withdrawal is used.
7. The C_d factors shown in Table C.1 are minimum recommended values. However, lower C_d factors may be used, but only for particular cases for which the designer can demonstrate that such lower C_d factors are satisfactory.

$$(16-18) \quad \text{فشار استاتیکی} \times C_d = \text{فشار طراحی}$$

جدول (16-2)، معنی طراحی فشارهای جانبی را نشان می دهد و مقادیر فاکتورهای فشار اضافی، معنی C_d را ارائه می دهد. فاکتورهای به کار گرفته شده با روش های ریبوت و جانسن، برگرفته از استاندارد ACI313-77 است. برای ارتقا یافتن جریان مواد، به گونه ای بهتر، در بعضی اوقات، طراحان از وسایل بهبود در جریان مثل دماغه در سیلو یا انبار و به طور مستقیم در بالای بخش قیفی شکل، استفاده می کنند. آزمایشات نشان می دهند که استفاده از این وسیله باعث ایجاد فشار اضافی موضعی بزرگتری در مقایسه با حالت نرمال می گردد. فشارهای اضافی موضعی که

توسط این وسایل ایجاد می گردند می بایست تعیین شوند. یک روش محاسبه چنین فشارهای اضافی ای، را می تواند این کتاب یا سایر منابع منتشر شده یافت. وقتی چنین وسیله ای استفاده شود و اثر آن تعیین نگردد، پیشنهاد می شود که فاکتورهای فشار اضافی مربوط به دیوارهای یعنی، C_d ، در ارتفاعی معادل با 3 برابر عمق وسیله، حداقل 50% نسبت به مقادیر نشان داده شده در جدول 2-16 بالاتر باشد.

16-6-7 فشارهای طراحی

برای سیلو هایی که به صورت مرکزی، دریچه های تخلیه دارند، فشارهای طراحی که به دلیل مواد ذخیره شده ایجاد می گردد به قرار زیر اند:

$$q_{des} = C_d q \quad (16-19)$$

$$p_{des} = C_d P \quad (16-20)$$

$$q_{\alpha, des} = p_{des} \sin^2 \alpha + q_{des} \cos^2 \alpha \quad (16-21)$$

حداکثر نیروی اصطکاک دیوار در هر واحد از طول دیوار، با حداقل مقدار یا همان استاتیک به صورت q در عمق y مطرح می شود. بنابراین، برای سیلو های بتونی داریم

$$V_{des} = V \quad (16-22)$$

16-6-8 اثرات

ناش:*****ی از تخلیه

خارج از مرکز

با استفاده از فرمول جانسن یا ریمبرت، در عمق y ، تخلیه خارج از مرکز C با اضافه کردن فاکتور تصحیح f_{ecc} به فشار طراحی جانبی یعنی P_{des} ، قابل محاسبه است. فرض کنید فشار P_{ecc} ، از بالای بخش قیفی شکل تا ارتفاع مساوی D (یا a یا b در مواردی که سیلو مستطیلی باشد) ثابت بماند و به طور خطی از آن نقطه تا بالای سیلو کاهش یابد.

مقدار f_{ecc} باید در تمام عمق بخش قیفی شکل، در مقدار حداکثرش باقی بماند. فشار طراحی در هر عمق Y که در زیر سطح ماده ذخیره شده قرار داشته باشد، مجموع P_{des} خواهد بود که خارج از مرکزیت از آن برداشته شده و ضریب تصحیحی برای خارج از مرکزیت در نظر گرفته شده است، یا این مطلب به شکل زیر بیان می شود.

$$p_{des} = C_d p + \frac{Y}{H - D} (p_{ecc}) \quad (16-23)$$

مقدار f_{ecc} در ارتفاعات کمتر، به عنوان درصدی دلخواه از فشار استاتیک در نظر گرفته شود
(ACI313) مقدار 25 درصد را پیشنهاد می دهد)، یا از داده های تجربی ریمبرت و یا از طریق روش سیلوهای فرضی تخمین زده شود. در روش بعدی، تصحیح کامل در عمق H (بالای بخش قیفی شکل) می شود:

$$p_{ecc} = p_i - p_{st} \text{ (at } Y = H) \quad (16-24)$$

که P_i فشار استاتیک جانبی در عمق H در یک سیلوی فرضی است که در شکل های 7-16 یا 8-16 نشان داده شده است.

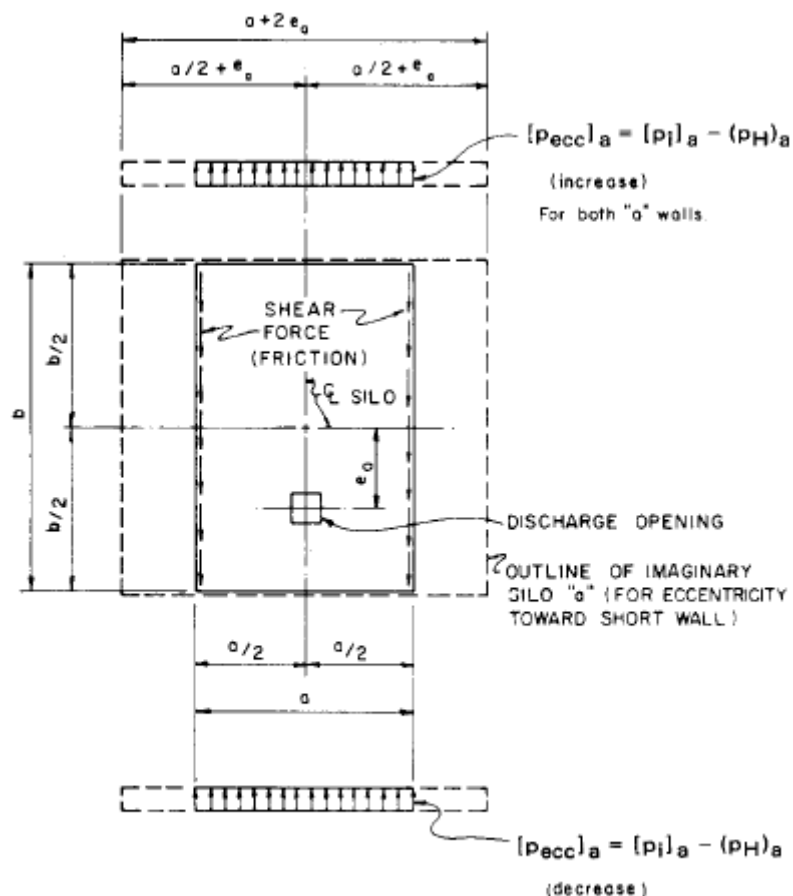


Fig. 16-7 Pressure change due to eccentric discharge in rectangular silo.

برای سیلوهای مستطیلی، سیلوی فرضی همانگونه که در شکل 16-7 نشان داده شده است، تعیین می شود. هرگاه دریچه در سمت "a" جابجا گردد، تصحیح فشار یعنی p_{ecc} در جهت a، با استفاده از یک سیلوی فرضی محاسبه می گردد و مقدار $(a+2e_b) \times b$ اندازه گیری می شود. اگر هر دو خارج از مرکزیت، رخ دهند، هر مقدار تصحیح شده، به صورت مجزا محاسبه می گردد یعنی برای ca از اولین سیلوی فرضی برای تعیین f_{ecc} و از دومین سیلوی فرضی در جهت b برای تعیین f_{ecc} استفاده می شود.

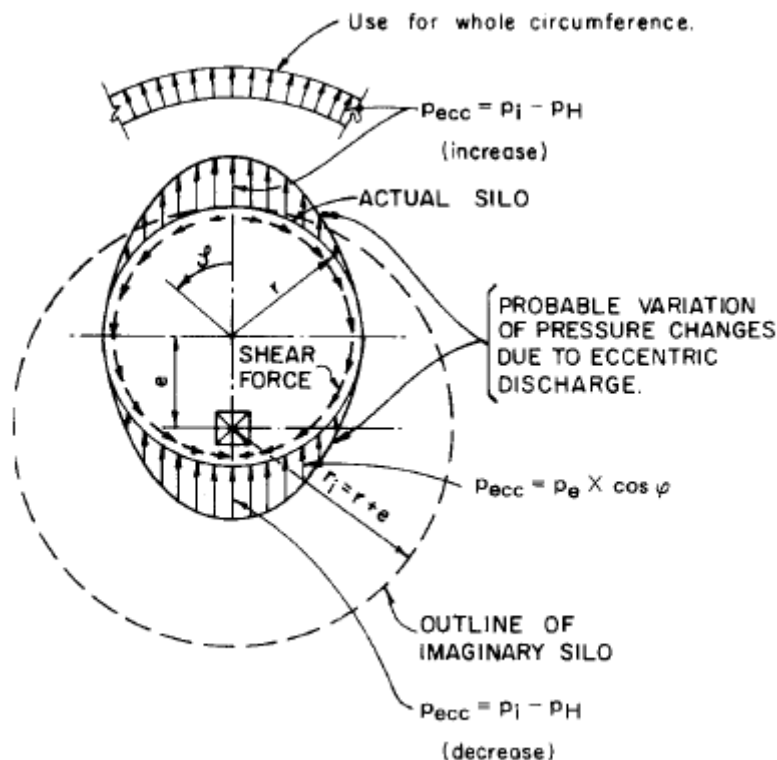


Fig. 16-8 Pressure change due to eccentric discharge in circular silo.

سیلوی دایروی فرضی که در شکل 16-8 آمده، در قسمت دریچه تخلیه به صورت مرکزی واقع است و شعاعی معادل با همان شعاع سیلوی واقعی به همراه خارج از مرکزیت را داراست. هرگاه چندین دریچه تخلیه داشته باشیم که به صورت مرکزی واقع شده باشند، تخلیه خارج از مرکز، همواره، باید در نظر گرفته شود.

16-6-9 منحنی طراحی فشار جانبی

جدول 16-2، مقادیر مختلف C_d را برای محاسبه جانبی در نواحی ای با اعماق گوناگون نشان می دهد. مقادیر پایین

تر جدول، مقدارهای C_d را برای فشارهای تحتانی

که یکی مربوط به بتن و دیگری مربوط به فولاد می باشد را ارائه می دهد. اگر فشارهای طراحی مربوط به انبار، از روش رانکین تعیین گردد، فاکتورهای C_d جدول 16-2 قابل اعمال نمی باشند.

نویسنده این پیشنهاد را می کند که در عوض، مقادیر فشار جانبی بدست آمده از روش رانکین را به اندازه حداقل 25

درصد اضافه کنیم. فاکتور: C (که مربوط به فشردگی است)

و در جدول 12-16 آورده، ممکن است عمل کنترل انبارها را از طریق مرطوب شدن ناگهانی مواد داخلش، انجام دهد. 16-14-2 را ملاحظه کنید.

10-6-16 بارهای ناشی از باد و زمین لرزه

ممکن است باد بر روی پایداری سیلوهای خالی به خصوص سیلوهای بلند، باریک یا سیلوهای گروهی تأثیر گذار باشد. فشارهای فونداسیون و تنش های ناشی از ستون، بر اثر وزش باد، بر کل سیلو اثر گذاشته و بدتر شود. بار ناشی از وزش باد در مواقعی که شکل سیلو استوانه ای باشد، بر روی یک سیلو مجزا و نه بر سیلوهای گروهی، کاهش می یابد. بارهای ناشی از زمین لرزه، بر روی پایداری و استحکام تأثیر گذارند. ستونها و دیوارهای سیلو، آسیب پذیرند و فونداسیون نیز تحت تأثیر زلزله قرار می گیرد. هرگاه دستورالعملی در مورد طراحی لرزه ای سیلوهها موجود نباشد، نویسندگان پیشنهاد می کنند که موارد مطرح شده در ACI313-77 با دستورالعمل مربوط به ساخت و ساز یکنواخت، امیخته گردد.

در این تخمین فرض بر این است که نیروهای لرزه ای، در تمامی جهت های افقی اعمال گردند، اما از نیروهای شتابی عمودی غالباً صرف نظر می شود. شواهد آزمایشی مبنی بر این مطلب وجود دارد که تنها کسری از وزن مواد ذخیره شده، در هنگام انجام محاسبه نیروهای لرزه ای، لازم است لحاظ گردد. برای تعیین نیروهای لرزه ای، نویسنده این مطالب و نیز استاندارد ACI313، حداقل از 80% وزن مواد ذخیره شده به عنوان بار زنده مؤثر یا W_{eff} استفاده می کنند. در صدهای کمتری نیز پیشنهاد شده است، اما تحقیقات اخیر پیشنهاد کردند که کمتر از 80% به کار نمی رود. فرض بر این است که مرکزیت بار زنده مؤثر بر مرکز حجم واقعی ماده ذخیره شده منطبق است.

هرگاه قسمت های تحتانی سیلو بر روی نگهدارنده هایی باشند که مستقل از دیوارهای سیلو در نظر گرفته شوند (قسمت های تحتانی انبار معمولاً به صورت مستقل، بر روی تکیه گاه قرار نمی گیرند.) این دو سازه مختلف، نیروی جانبی ناشی از زمین لرزه را بر روی وزن مؤثر ماده ذخیره شده، تقسیم می نمایند.

پیشگویی و تعیین توزیع دقیق نیروی لرزه ای جانبی، بین دیوارهای سیلو و قسمت های تحتانی، کاری بسیار سخت و یا نشدنی است. به عنوان یک تقریب راه حلی در ادامه توسط نویسندگان ارائه می گردد:

1- برای حالتی که سازه تحتانی مستقل باشد سهم بخش A و B که در ادامه توضیح داده می شوند از سهم بخش، بیشتر است.

A. بخش از نیروی جانبی به دلیل، بار زنده مؤثر یعنی W_{eff} ، بر طبق سختی نسبی 2 سازه تقسیم می گردد. معمولاً این شرایط در زمانی که دیوارهای سیلو به سمت پایین گسترده شود و بخش پایینی بر روی ستونهای مستقلی قرار گیرند قابل کنترل نمی باشد، زیرا در آن حالت، معمولاً صلیبیت نسبی ستون ها در مقایسه با صلیب نسبی دیوارها قابل اغماض است.

بخش های پایینی که توسط دیوارهای سیلو مهار می شوند، منجر به توزیع مؤثر نیروهای جانبی ناشی از ماده ذخیره شده می گردند.

B. در نظر گرفتن $\frac{1}{3}$ حاصلضرب ضرائب اصطکاک داخلی در وزن مؤثر یعنی W_{eff} که مربوط به ماده ذخیره شکل در قسمت بالایی بخش قیفی شکل است.

C. نیروی جانبی که به دلیل وزن واقعی (نه وزن مؤثر) مواد داخل قسمت قیفی شکل اعمال می شود

2- در مورد سازه سیلو، اندازه بزرگتر موارد ذکر شده در ذیل مد نظر قرار گیرد:

D. نیروی جانبی که از کم کردن وزن مؤثر کلی یعنی W_{eff} از کمترین مقدار A و B ذکر شده در بالا بدست می آید.

E. نیروی جانبی که به دلیل 50 درصد وزن مؤثر، W_{eff} ، ایجاد می گردد.

توزیع بار ذکر شده در بالا تنها یک تخمین است که توسط نویسندگان ارائه می شود.

اگر راه حلی دقیق تر یافت شود، باید به جای راه حل مطرح شده در بالا، استفاده گردد.

برای محاسبه پایداری در مقابل واژگونی ناشی از زمین لرزه، شاید کل وزن مواد ذخیره شده به کار گرفته شود. اگر سیلو از قسمت تحتانی و به صورت مستقل، مهار گردد، وزن ماده باید بین دیوار های سیلو (اصطکاک) و سازه تحتانی تقسیم شود. با توجه به فرضیات مطرح شده در بالا که به منظور ساده سازی محاسبه نیروهای لرزه ای پیچیده به کار می رود، نویسندگان پیشنهاد می کنند که حداقل نیروی کلی لرزه ای جانبی با نیروی برشی ایجاد شده در انتهای ستون، از طریق روش UBC که استاندارد ACI313-877 مطابقت دارد قابل محاسبه است:

$$H_e = Z C_p (W_g + W_{eff}) \quad (16-25)$$

که در آن W_g ، وزن سازه، Z یک فاکتور ناحیه ای زمین لرزه که به ترتیب معادل با $\frac{1}{3}$ ، $\frac{1}{3}$ و $\frac{3}{16}$ برای نواحی 1، 2، 3، 4 میباشد (چاپ سال 1982 دستورالعمل ساخت و ساز یکنواخت که مربوط به نقشه های زمین لرزه ای 1 و 2 و 3 و 4 را ملاحظه نمایید) و C_p حاصلضرب تعدادی از فاکتور ها می باشد و فرض بر این است که از 1/2 تا 1. تغییر کند و به شرح ذیل طبقه بندی می گردد: کلیه سیلوهایی که دارای ماده ذخیره شده در بالای سطح زمین باشند و تحت تأثیر بارهای لرزه ای قرار گیرند باید برای 1/2. C_p طراحی گردند. مگر آنکه تحلیل دینامیکی از زمین لرزه، بیانگر استحکام مناسب و پایدار سازه ای با مقادیر کمتر C_p باشد. البته این مقدار از 1/1. باید کمتر گردد. در سیلو هایی که دیوارهایشان تا زمین گسترده اند و ماده ذخیره شده مستقیماً بر روی زمین قرار گیرند، مقدار C_p را 1/1. لحاظ کنید. برای مواردی که در بین این دو حالت قرار می گیرند، ممکن است از طریق میانبایی خطی بدست آید. برای داشتن نمونه ای از یک مورد میانی، شکل (b) 16-19 را ملاحظه کنید. در مربع 16 تا 28 جزئیات بیشتری از طراحی لرزه ای سیلو ها را میتوانید دریافت کنید.

16-7 سیلو های مدور (دایره ای شکل)

16-7-1 عملیات طراحی دیوار

به طور معمول، ترتیب انجام عملیات طراحی به قرار زیر است:

1- تسمه های فولادی تقویت کننده که برای فشار طراحی مواد ذخیره شده لازم است را تعیین کنید.

2- ضخامت دیوار مورد نیاز را تعیین کنید.

3- پهنای شکاف را تعیین کنید و در صورت لزوم، طراحی را اصلاح نمایید.

4- برای در نظر گرفتن اثرات دمایی و در صورت لزوم برای خمش های افقی، تسمه فولادی را اصلاح نمایید.

5- میزان فولاد عمودی را تعیین نمایید.

16-7-2 تقویت کننده افقی (به شکل تسمه)

هرگاه فشار شعاعی ناشی از ماده ذخیره شده، در طول محیط داخلی هر عمقی، یکنواخت باشد، سیلوی دایروی فقط تحت تأثیر کشش قرار می گیرد.

نیروی کششی نهایی تسمه در واحد ارتفاع می شود

$$F_u = K_1 p_{des}(D/2) \quad (16-26)$$

سطح فولاد مورد نیاز در واحد ارتفاع می شود:

$$A_s = F_u / (\phi f_y) \quad (16-27)$$

تسمه فولادی می تواند تک لایه یا 2 لایه باشد. سطح مورد نیاز متناسب با فشار و طراحی، با ارتفاع تغییر می کند. سطح تسمه فولادی که در زیر ناحیه فشاری مورد نیاز است، به استثنای فولاد آب دیده، باید حداقل 3 فوت تا زیر آن ناحیه ادامه یابد. (یعنی تا قسمت بالایی بخش قیفی شکل، تیر یا تا قسمت بالایی ورق مورد نظر) و یا تا پایین ورق یا تیر حلق مورد نظر، که هر کدام دورتر باشد. (در جایی که پر کردن از نوع قیفی شکل باشد، تمام سطح تسمه فولادی باید تا حداقل 3 فوت تا نزدیک بالای بخش پر شده و نیز نصف سطح فولادی در واحد پهناء، تا زیر بخش پر شده، ادامه یابد.) خمشی افقی که به دلیل پر کردن خارج از مرکز یا تخلیه و یا اتصال با سایر دیوارهای یا سازه ها ایجاد می گردد می بایست در ترکیب با کشش محاسبه شده برای تسمه لحاظ گردد تا میزان مورد نیاز برای تقویت کردن دیوار حاصل شود.

16.7.3 ضخامت دیوار

هرگاه بتن ترک بخورد، یک سیلوی دایروی مجزا که تحت بار شعاعی یکنواختی قرار داشته باشد کل استحکام خودش را از فولاد افقی بدست می آورد. هرگاه بار یکنواخت باشد، ضخامت دیوار تأثیر کمی خواهد داشت مشروط بر اینکه برای بار عمودی و برای بخش پایینی متصل شده فولاد کافی باشد. هر چند، وقتی بار غیر یکنواخت گذاری رخ دهد، محاسبه مومنتوم ها عملی نخواهد بود. در این حالت، تخمین های دیگری مورد نیاز است. یک تخمین، استفاده از فرمول PCA، یعنی معادله (16-28) می باشد:

$$h_{min} = \left(\frac{mE_s + f_s - nf_{c,ten}}{f_s f_{c,ten}} \right) PD/2 \quad (16-28)$$

در این معادله، m ضریب انقباض بتن، n نسبت $\frac{E_s}{E_c}$ تنش مجاز فولاد (wsd) می باشد. PCA پیشنهاد می کند که برای تنش مجاز یعنی $f_{c,Ten}$ از $f_c/1$ استفاده شود. نیز داده های ثابت باید به کار گرفته شود. به غیر از تدابیر اتخاذ شده برای کاهش اصطکاک بین شکل سیلو و بتن، نویسندگان پیشنهاد می کنند که ضخامت دیوارهای سیلوهای لغزشی، کمتر از 6 اینچ نباشد. دیوارهایی که ضخامت 9 اینچ یا بیشتر داشته باشند باید دو برابر تقویت گردند. استحکام فشاری عمودی نیز باید مورد بررسی قرار گیرد محدودیت های پیشنهادی برای سیلوهای مدور به قرار زیر است:

$$F_{vert} = 0.225 f'_c b h \text{ for WSD methods} \quad (16-29)$$

$$F_{vert} = 0.385 f'_c b h \text{ for USD method} \quad (16-30)$$

بعد از در نظر گرفتن ضخامت دیوار به شکل آزمایشی، گام بعدی چک کردن پهنای ترک می باشد. برای سیلوهایی که در معرض هوا قرار دارند، محدوده 0/008 اینچ پیشنهاد می گردد. برای چک کردن پهنای ترک که به دلیل کشش محوری ایجاد می گردد، توسط آقایان Lipnitski و Abramovitch روشی ارائه شده است.

در این روش ، فرض شده که دیوارها تحت تأثیر کشش خالص قرار داشته و به صورت مرکزی تقویت می شوند. پهنای کلی خارجی، w_{cr} ، یک ترک عمودی که توسط عمل همزمان بارگذاری کوتاه مدت و بلند مدت ایجاد می گردد و به صورت زیر بیان می شود:

$$w_{cr} = w_1 - w_2 + w_3 \quad (16-31)$$

که در آن

w_1 : پهنای ترک است که به دلیل به کار گیری لفظ بارگذاری کوتاه مدت از بارگذاری کل می باشد ، F_{tot} (شامل فشار اضافی نیز است)

w_2 : آن بخشی از w_1 است که به دلیل بار استاتیکی تنها ، F_{st} ، در طول اعمال بارگذاری کلی، F_{tot} ، ایجاد می گردد (w_2 شامل w_3 می باشد، پس $w_1 - w_2$ افزایش پهنای ترک به دلیل فشار اضافی در زمان بارگذاری کوتاه مدت است)

w_3 : پهنای ترک است که فقط به واسطه بارگذاری بلند مدت ایجاد می شود.

هر کدام از مقادیر w_1 ، w_2 ، w_3 توسط فرمول زیر محاسبه می گردند:

$$w_n = \Psi_1 s_{cr} f_s / E_s \quad (16-32)$$

در معادله بالا s_{cr} (فضای ترک) به قرار زیر است:

$$s_{cr} = A\beta / \Sigma o \quad (16-33)$$

که در آن A سطح دیوار در واحد ارتفاع است (اینچ مربع در هر فوت) مقدار B برای تیرهای تغییر شکا یافته به ترتیب 7/ و 1 در نظر گرفته می شود.

فاکتور از معادله (16-32) به صورت زیر تعیین می گردد:

$$\Psi_1 \text{ (for short term)} = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8 A f'_t}{F_{st} \text{ or } F_{tot}} \right] \quad (16-34)$$

= (برای کوتاه مدت)

اما نباید کمتر از 1/3 گردد.

$$\Psi_1 \text{ (for long term)} = 1 - 0.35 \left[\frac{0.8 A f'_t}{F_{st}} \right] \quad (16-35)$$

= (برای کوتاه مدت)

اما نباید از 1/65 کمتر گردد.

F_{tot} شامل فشار اضافی است و با استفاده از P_{des} محاسبه گردد و F_{st} فقط کشش استاتیکی است که با استفاده از فشار استاتیک P محاسبه می گردد.

هر دوی F_{st} و F_{tot} مقادیر نهایی نمی باشند.

توجه: هرگاه عبارات داخل پرانتز معادله (16-34) یا (16-35) از مقدار 1 تجاوز نماید، همان مقدار 1 را برای آن در

نظر می گیریم. نویسندگان از $f'_t = 4.5 \sqrt{f'_c}$ استفاده می کنند پهنای ترک باید در اعماق مختلف y چک گردد.

16-7-4 تقویت دمایی سیلوهای مدور [مسطح کردن دمایی سیلوهای مدور] مسائل مربوط به دما و انقباض فولاد

از استاندارد Aci318 اقتباس شده و به سیلوها اعمال می گردد.

علاوه بر آن، موادی که به صورت داغ ذخیره می شوند ممکن است تنش های حرارتی زیادی را ایجاد نمایند که از

آن صرف نظر می گردد. روش تقویتی نشان داده شده در زیر برای سیلوها ذخیره سازی سیمانی به کار گرفته می شود.

اصول مطرح شده آن باید به سیلوهای ذخیره سازی سایر مواد دانه ای داغ اعمال گردد. در این روش:

1- از استحکام کششی بتن، صرف نظر می گردد.

2- فرض می شود درجه حرارت دمای دیوار فقط به صورت شعاعی تغییر کند.

در ساختمانها، کار رایجی که صورت می گیرد صرف نظر از مقدار خاصی از اختلاف داخل و خارج است. برای سیلوها و انبارها معمولاً نویسندگان اختلاف دمایی حداکثر تا 80 F را صرف نظر می کنند دمای طراحی درونی مواد ذخیره شده می شود.

$$T_{i, des} = T_i - 80^{\circ}\text{F} \quad (16-36)$$

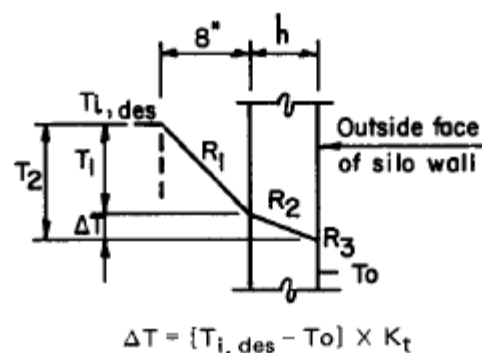
ممکن است دمای مواد دانه ای داغ در سیلوها و در نزدیکی وجه داخلی دیوار، افت محسوسی داشته باشد. مثلاً برای سیمان داغ، نویسندگان پیشنهاد می کنند که سیمانی با ضخامت 18 اینچ را به عنوان ماده عایق در نظر بگیریم که درجه حرارت در آن به صورت خطی تغییر می کند. شکا 9-14 تغییر دما در سیمان و دیوار سیلو را نشان می دهد اختلاف دمایی که بین داخل و خارج دیوار وجود دارد می شود:

$$\Delta T = K_t (T_{i, des} - T_o) \quad (16-37)$$

K_t توسط اصول انتقال حرارت تعیین می گردد، مقدارش برای سیمان ذخیره شده و ضخامت دمای مختلف دیوار، توسط شکل 10-16 داده شده است. مومنتوم خمشی نهایی افقی که به دلیل اختلاف دما رخ می دهد با استفاده از تحلیل کرنش صفحه ای و با استفاده از نرخ پواسون با مقدار 1/2 می شود:

$$M_{xt, u} = 1.25 E_c h^2 \alpha_c \Delta T K_g \text{ (in.-lb/ft)} \quad (16-38)$$

اگر واحد E_c P_{si} باشد، واحد M_{xtsu} به صورت in-lb/ft خواهد بود.



T_i = Temperature of stored cement ($^{\circ}F$)
 $T_{i, des} = (T_i - 80^{\circ}F)$ Design temperature of stored cement.
 T_o = Design winter dry-bulb temperature (F)
 h = Silo wall thickness

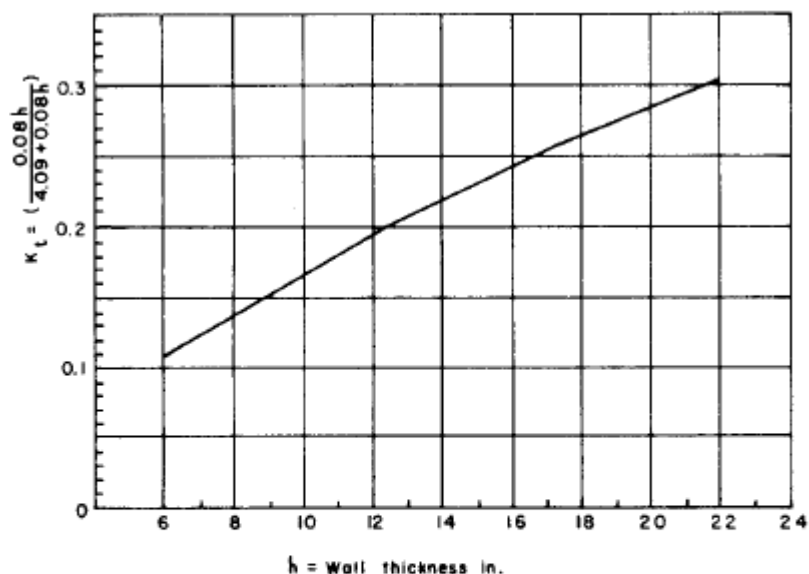
Fig. 16-9 Computation of ΔT for wall of cement storage silo.

معادله (16-38) برای دیوارهایی است که شعاع در آن دیوارها، به طرز قابل ملاحظه ای بزرگتر از ضخامت باشد استفاده از تخمین ارائه شده در بخش 7.2.9 از استاندارد ACI 318-83، در مواقعی که ماده ذخیره شده باشد، پیشنهاد نمی گردد. بهترین حالت از ترکیب بارهای دمایی و فشاری و مرده و یا کوتاه مدت، بارهای بعد به نظر می رسد اما ترکیبی جسورانه است.

مومنتوم خمشی برای یک مقطع بدون ترک به دلیل گرادیان دمایی حاصل می شود. تقویت کردن اضافی در مقطع ترک دار، مورد توجه است. سطح افقی اضافی لازم برای فولاد، یعنی $A_{s,t}$ که در برابر مومنتوم $M_{xt,u}$ مقاومت نماید می بایست به سطح مورد نیاز مربوط به فشار ماده که به تنهایی لحاظ شده، اضافه گردد. فولاد اضافه شده یعنی $A_{s,t}$ می بایست در نزدیکی وجه سردتر قرار گیرد در دیوارهایی که به طور جداگانه تقویت شدند فولاد اضافه باید به تسمه فولادی اصلی در نزدیکی وجه بیرونی اضافه گردد. در دیوارهایی که به صورت دوتایی تقویت می شوند، تمام مقدار $A_{s,t}$ می بایست به لایه خارجی اضافه گردد.

16-7-5 تقویت عمودی سیلوهای مدور [مسطح کردن عمودی سیلوی مدور]

هم دیواره داخلی و هم دیواره خارجی سیلو باید به صورت عمودی تقویت گردد. هدف از به کارگیری تیر عمودی به چند دلیل است:



Above curve is based on the following assumptions.¹⁶⁻²⁴

1. Resistance of 8" (203 mm) cement (considered to act as insulating material) = 3.92.
2. Resistance of 1" (25 mm) thick concrete = 0.08.
3. Resistance of outer surface film = 0.17.

Fig. 16-10 Determination of K_t for use in computing ΔT for wall of cement storage silo.

خمش معلق گونه سیلو تحت بار ناشی از باد یا زمین لرزه، توزیع تمرکز بار جانبی تا از درگیر بودن تسمه فولادی در بالا و پایین اطمینان حاصل گردد مهارهای مربوط به تسمه فولادی و بخش های جاسازی شده، و مقاومت در برابر خمش عمودی که به دلیل گرادیان دما به صورت شعاعی ایجاد می شود نویسندگان پیشنهاد می کنند که تیرهای عمودی در ناحیه ذخیره سازی، کلاس 4 یا بالاتر را دارا باشند، برای دیوارهای خارجی با ضرب سطح دیوار bh در 002/ و برای دیوارهای داخلی با ضرب سطح دیوار در 0015/، به عددی خواهیم رسید که این عدد باید از سطح فولاد عمودی به کار رفته کمتر باشد و اینکه فضای مورد نیاز تیرهای عمودی در هر لایه از 16 اینچ برای دیوار خارجی یا 18 اینچ برای دیوار داخلی تجاوز نکند میله های جک مانند جاسازی شده، نباید به عنوان تقویت کننده عمودی در نظر گرفته شوند. سطح فولاد عمودی که در دیوارهای سیلو و در زیر ناحیه فشار قرار دارند نباید نه از مقادیر بالا و نه از مقدار bh 002/ کمتر باشد.

16.7.6 تقویت (مسطح کردن) افقی برای سیلو های مدور

نویسندگان پیشنهاد می کنند که حداقل مقدار تقویت کننده (مسطح کردن) افقی در نواحی تحت فشار یا بدون فشار (که فولاد آب دیده را شامل نمی شود) نباید از مقدار حاصلضرب سطح نا خالص بتن مربوط به ارتفاع واحدی از دیوار، در عدد 0/003 کمتر گردد. این عدد کمی بیشتر از مقداری است که توسط استاندارد ACI313-77 معین شده است.

16-8 سیلو های مدور گروهی

شکل های 16-1 و 16-2 سیلو های مدور گروهی را نشان می دهند هر یک از سیلو های مدور چنین گروه هایی در ابتدا مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند و بصورت مجزا بدون فاصله و بدون فعل و انفعال طراحی می گردند. قسمت هایی که دارای خمش افقی قابل توجهی اند به طریقی اصلاح می شوند تا از نظر تقویت در جهت افقی، توان تحمل خمش و کنش تسمه را داشته باشند در جاهایی که سیلو های مدور مجاور هم به هم متصل باشند، دیوارهایی که بین سلولهای آنها فاصله باشد را ثابت فرض می کنیم. بهتر است که بخش عرضی سیلوهای گروهی را در قالب قابی صلب، مورد تجزیه و تحلیل قرار دهیم.

در جاهایی که تمامی اعضای آن به شکل منحنی است، استفاده از روش های تقریبی می تواند پر فایده باشد.

16-8-1 سیلو های که در بین آنها فاصله وجود داشته باشد. (شکل 2-16)

دیواره سیلوهای مدور و سیلو هایی که دارای فاصله اند باید برای شرایط زیر طراحی گردند:

1- سلوهای مدور پر باشند و سیلو هایی که بین آنها فاصله وجود دارد خالی باشند. این امر در حالتی که دیوار

دایروی باشد باعث ایجاد کشش حلقوی و در حالتی که دیوار تخت باشد باعث ایجاد کشش و خمش می

گردد

2- سیلو های دایروی خالی و سیلو های که بین آنها فاصله وجود دارد پر باشند. اگر مکان چهار نقطه از

سیلوهایی که بین آنها فاصله باشد ثابت بماند، هر دیوار متعلق به این سلول که انحنا داشته باشد همانند

قوسی ثابت رفتار می کند و تحت تاثیر فشار محوری و خمش قرار می گیرد.

اگر دیوارها تخت باشند، کشش محوری و مومنتوم خمشی خواهند داشت. می توان لبه های آنها را در نقطه تلاقی با دیوارهای دایروی ثابت در نظر گرفت و یا به عنوان اعضای یک قاب صلب مستطیلی لحاظ کرد. فشارهای طراحی در سیلوهایی که دارای فاصله باشند همانند عملیات مربوط به سیلوها، تعیین می شوند. برش عرضی از سیلوهایی که دارای فاصله اند از طریق دایره ای فرضی یا یک مستطیلی معادل با آن سیلو جایگزین می گردد.

16-8-2 محفظه های کوچک (جیبی)

محفظه های کوچک (شکل 2-16)، تحلیل سازه ای قاب افقی را پیچیده می کند و مومنتوم خمشی قابل توجه و بار محوری را در دیوارهای سیلوهایی که به آن چسبیده است ایجاد می نماید. دیوارهای اصلی سیلو، تقریباً، در بعضی از مکانها نیازمند به فولاد افقی بیشتری دارند و شاید اگر نقطه های کوچکی وجود نداشته باشند ضخامت بیشتری از آنها مورد نیاز باشد.

16-8-3 سیلو های مدور با دیوارهای متقاطع داخلی

هر دو دیوار استوانه ای و متقاطع چنین سیلو هایی تحت تاثیر خمش و کشش افقی قرار دارند. برای محاسبه فشارهای استاتیک که به دلیل مواد ذخیره شده بوجود می آیند، احتمالاً فرض می شود که هر سیلو، توسط سطحی معادل به شکل مستطیلی یا دایروی جایگزین می شود. سپس، فشارهای استاتیکی در فاکتور C_d ضرب می شود تا فشارهای طراحی q_{des} و p_{des} بدست می آید.

دیوارهای برش عرضی، می توانند به شکل قاب های صلبی مورد تحلیل قرار گیرند تا مومنتوم های خمشی افقی، $M_{x,u}$ و کشش های محوری افقی، F_u ، را تعیین کنند. الگوهای مختلفی از بار، (سیلوهای خاصی پراند و بقیه سیلوه خالی اند)، باید مورد استفاده قرار گیرد. دیوارهای متقاطع، بار مرده عمودی و بار اصطکاک خواهند داشت. اگر از قسمت پایین مهار نشوند، باید برای انتقال باهاریشان به دیوارهای اصلی، به عنوان تیرهای عمقی عمل نمایند.

16-9 جزئیات - سیلوهای مدور و گروه های سیلویی شکل

مسطح کردن افقی در دیوارهای سیلوهای مدور، باید به گونه ای باشد تا مقاومت در برابر کشش مستقیم، مومنتوم خمشی که گردایان دمایی را فراهم نماید.

هرگاه تنها یک لایه مورد استفاده قرار گیرد، آن لایه باید به صورت زیگزاگ در مرکز واقع گردد یا به وجه خارجی دیوار نزدیکتر باشد. دیوارهای 9 اینچی یا ضخیم تر، باید دو لایه داشته باشند.

معمولاً مسطح کردن تسمه ای شکل، همانطور که از 16-7-2 بیان شد، تا زیر ناحیه فشار ادامه می یابد.

16-9-2 مسطح کردن افقی در تقاطع دیوار

برای جلوگیری از جدا شدن دیوارها، باید عمل مسطح کردن تقاطع های دیوار، به درستی اجرا گردد.

معمولاً نیروهای وارد بر تیر، در محل تقاطع دیوارهای، حداکثر مقدار خود را دارند، بنابراین، تیرها باید از هر طرف از تقاطع دیوارها، تا فاصله ای کافی، به طور کامل دارای قید بند گردند.

تحلیل قابی شکل گروهی از سلولها، برای تعیین ملزومات مرتبط با عمل تقویت کردن، راه عملی خوبی است.

هر چند به دلیل پیچیدگی دائمی تحلیل، استفاده از تقریب، رایج است. در چنین مواردی فولاد افقی اضافه در نواحی مثل تقاطع های دیوار، در نظر گرفته می شود یعنی در جایی که مومنتوم خمشی با کشش محاسبه شده، ترکیب می گردد.

16-9-3 مسطح کردن (تقویت کردن) عمودی

مسطح کردن عمودی باید مطابق با بخش 16-7-5 اجرا گردد. علاوه بر آن، بخش ضخیم شده دیوارها در قسمت تقاطع آنها که در زیر نگهدارنده قیفی شکل یا در زیر سیلو قرار دارد می بایست فولادی عمودی داشته باشد. سطح این فولاد عمودی، نباید کمتر از 0025/، سطح برش خورده عرضی ستون باشد.

این ستونهای متقاطع، معمولاً، گره های افقی دارند که فضایی حداکثر 24 اینچ را در مرکز به صورت عمودی ایجاد می نمایند.

16-9-4 تیرهای تقویتی به هم تنیده

در جایی که از تیرهای ثابت (غیر متحرک) استفاده می شود، تیرهای به هم تابیده باید مطابق با دستورالعمل استاندارد ACI باشد. در استاندارد ACI313-77 بیان شد که حداقل ملزومات مربوط به طول لبه کار در تقویت افقی ناحیه فشار دیوارهای سیلوی از طریق قالبگیری ایجاد شود:

برای سیلوهای غیر مدور که به صورت غیر زیگزاگی به هم متصل اند، طول مورد نیاز برای کلاس C توسط استاندارد ACI318 مشخص شده است. برای سیلوهای مدور (یا هر سلول که به صورت مدور مسطح شده باشد) که اتصالات زیگزاگی شکل دارند به طور پیوسته بازرسی می گردند. طول مورد نیاز برای اتصالات کلاس B توسط استاندارد ACI318 با 16 اینچ (150 میلی متر) جمع می گردد. در تعیین طول لبه کار، تیرهای به کار رفته در سازه های قالبگیری شده، به عنوان تیرهای پایینی در نظر گرفته می شوند. (در سازه های جهشی تیرهای افقی به عنوان تیرهای بالایی در نظر گرفته می شوند).

ضخامت بتنی که برای مسطح کردن اتصالات لبه کار به کار می رود باید حداقل مقدار مشخص شده توسط استاندارد ACI318 را دارا باشد و برای سطوح داخلی، از 1 اینچ کمتر نگردد.

اتصالاتی که در لبه کار به کار می روند نباید در نواحی استفاده شوند که بتن آن ناحیه لبه کار را تحت کشش عمودی قرار دهد مگر آنکه مقدار تقویت کردن به حدی باشد تا از ایجاد ترک به موازات لبه کار جلوگیری نماید. نویسندگان با ملزومات اتصالات لبه کار که در بالا بیان شد موافقت اما ترجیح میدهند به جای طول 6 اینچ که توسط ACI313 پیشنهاد شد از طول 19 اینچ استفاده گردد. اتصالات تیر چه به صورت افقی و چه به صورت عمودی، باید به صورت زیگزاگی شکل در سیلوهای دایروی قرار گیرند.

اتصالاتی که به شکل حلقوی مسطح می شوند. باید به فاصله حداقل طول لبه کار یا 3 فوت از هم قرار

گیرند و ردیف هایشان در هر تیر سوم به طور عمودی بر هم منطبق گردند. [هر حلقه 3 تیر را در بر گیرد]

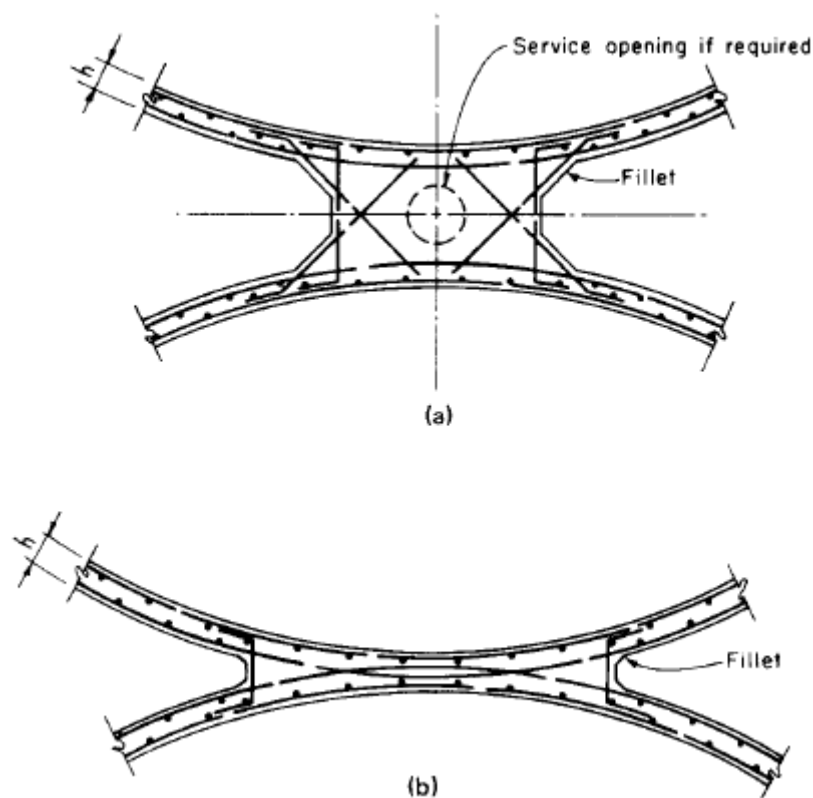
5-9-16 میخ پرچ ها

مهندسان در مورد مقدار میخ پرچ های اتصال دهنده دیوارهای سیلو به فنداسیون به توافق نرسیدند.

پیشنهادهای نویسندگان به شرح ذیل می باشد:

1- همواره برای ستونهای جدا از هم و ستونهایی که با هم متقاطع اند، میخ پرچ در نظر بگیرید.

میخ پرچ ها باید با ستون فولادی جور باشند. و به اندازه کافی در ستون و فونداسیون فرو روند.



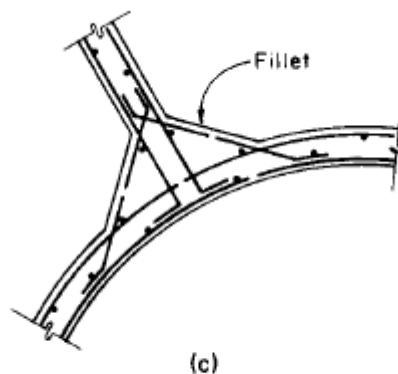


Fig. 16-11 Typical reinforcement pattern at intersecting walls of circular silos.

2- برای جلوگیری از بالا آمدن دیوار که به دلیل لرزه یا باد بوجود می آید، در طول قسمت تحتانی

سایر نقاط از میخ پرچ استفاده نمایید.

16.9.6 فیلت ها

فیلت ها چندین کار انجام می دهند. آنها گوشه های تیز را از بین می برند، باعث ایجاد شدن جریان نرمتر مواد گشته و حجم مرده مواد ذخیره شده را می کاهند. باعث قالبگیری آسانتر می شوند. تمرکز تنش و مومنتوم خمش را می کاهند، و از ایجاد شدن ترک در طول خطوط تقاطع دیوار جلوگیری می نمایند.

در دیوارهای متقاطع، همانطور که در شکل 16-11 آمده است، باید فیلت موجود باشد.

فیلت هایی با ابعاد 9*9 اینچ یا بزرگتر در ناحیه کششی، باید درستی مسطح گردند.

در محدوده ناحیه فشار، فولاد فیلت دار در واحد عرض سطح، باید فولاد فیلت دار وجه دیوارهای مجاور هم، جور باشد و تا سطح دو تر هر دیوار ادامه یابد. این مقدار، باید حداقل طول مورد نیاز گیردار کردن را فراهم نماید.

16-9-7 مسطح کردن دهانه های دیوار

باید در ناحیه فشار، دهانه های دیوار را کوچک در نظر گرفت. در صورتیکه تمرکز تنش دهانه های دیوار تجزیه و تحلیل گردد و مسطح کردن آنها، متناسب با مقدار تمرکز تنش باشد، مسطح کردن دیوارها باید به صورت زیر انجام گردد:

1- مسطح کردن افقی که تا دهانه ادامه می یابد، باید با اضافه کردن حداقل سطحی معادل با $1/2$ برابر

سطح فولاد تسمه ای جایگزین گردد. نصف آن بالا و نصف دیگر در پایین دهانه قرار داشته باشد.

2- اجرای مسطح کردن عمودی در مجاورت هر سمت از دهانه باید مطابق با ضوابط مربوط به دهانه

هایی که در زیر ناحیه غیر فشاری واقع اند، تعیین گردد.

رنج و دهانه های زیر ناحیه فشاری، از دهانه های خیلی کوچک تا دهانه هایی که کامیون یا ماشین از آنها می گذرند، می باشد. در اطراف دهانه هایی که در زیر ناحیه فشاری هستند، دیوارها باید از مقدار اضافی مسطح شدگی به شرح ذیل بهره مند باشند (شکل 12-16 ر ملاحظه کنید).

1- مسطح کردن افقی، باید به قسمت بالایی دهانه اضافه گردد تا باعث شود که بخش بالایی دیوار به عنوان تیری عمیق عمل کند، باعث اتصال دهانه گردد و تمام بارهای عمودی اعمالی به بالای دیوار را حمل نماید. مقدار مسطح شدگی افقی که به قسمت بالا و پایین اضافه می گردد، نباید از سطح فولادی افقی معمول که برای ارتفاعی از دیوار به میزان نصف پهنای دهانه استف کمتر گردد.

2- مسطح شدگی عمودی اضافی، باید در هر قسمت دهانه، به دیوار اضافه گردد. فولاد اضافه شده باید با فرض زیر محاسبه گردد: نواری باریک از دیوار در هر سمت دهانه در نظر گرفته شود که به عنوان یک ستون عمل کند. در محدوده ارتفاع دهانه، بدون مهار باشد و سهم خودش را در امر حمل بارهای عمودی اعمالی به اضافه نصف بارهای اعمالی بر روی دهانه دیوار در ارتفاعی مساوی با پهنای دهانه، انجام دهد.

سطح فولاد اضافه شده برای هر نواری از ستون، باید حداقل به اندازه دو تیر در دیوار باشد و حداقل باید سطحی معادل با نصف سطح فولاد عمودی حذف شده توسط دهانه را دارا باشد.

مسطح کردن افقی و عمودی اضافه شده، جایگزین فولادی می شود که آن فولاد برای تحمل بارهای اعمالی به کار می رفت و به دلیل داشتن دهانه در دیوار، قابل اعمال نبود. این نوع از مسطح سازی باید در هر جهت و تا بالاتر از دهانه ادامه یابد.

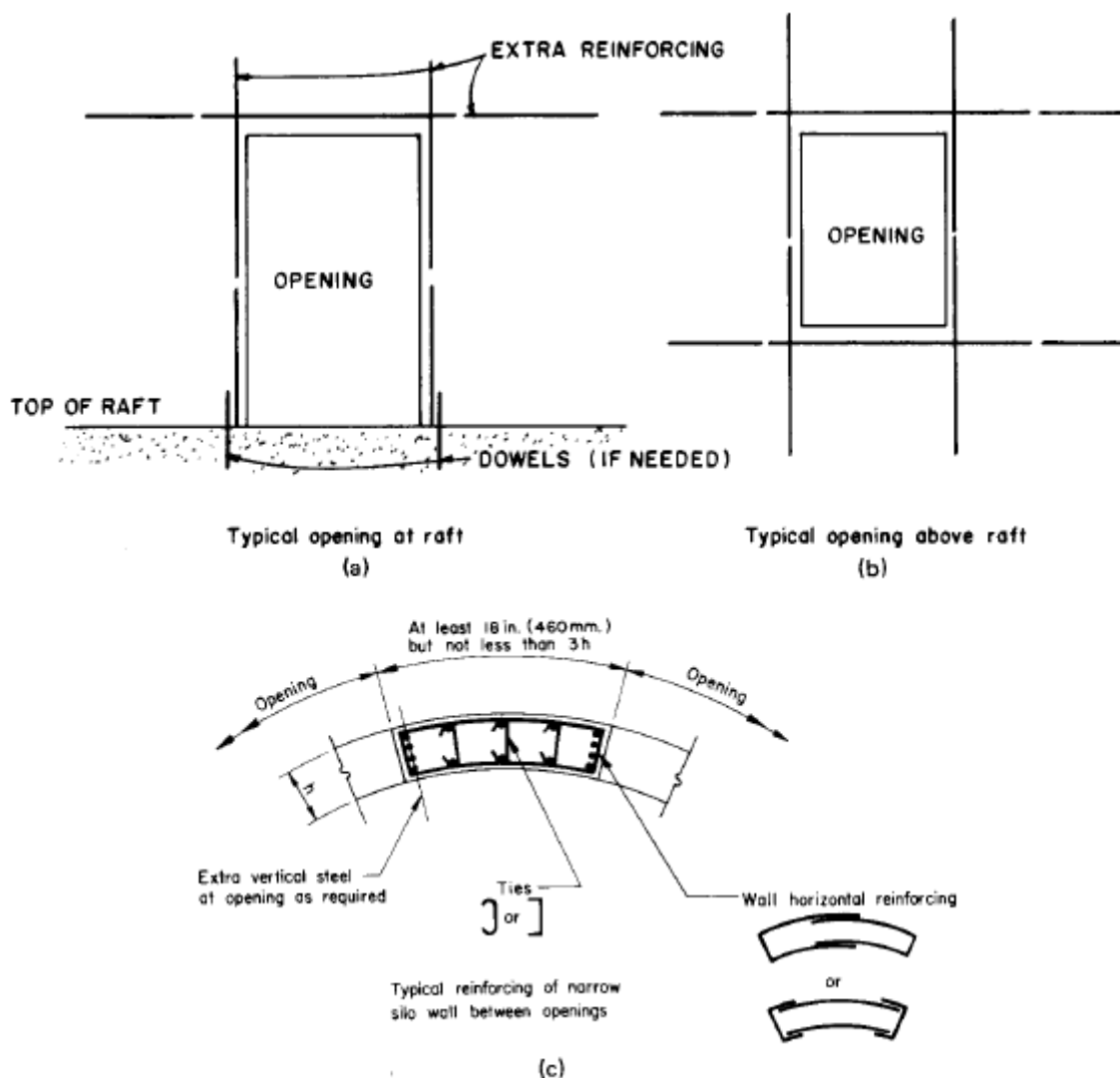


Fig. 16-12 Extra steel at openings.

این مقداری از مسطح شدگی باید تا حدی باشد که تمام استحکام تسلیم را از طریق قید و بندی که ایجاد می کند گسترش دهد و مقدارش نباید از نصف ابعاد دهانه، در جهت عمود به تیرهای مسطح شده مورد بحث، یا کمتر از 24 اینچ (610 میلی متر) گردد.

3- دیوارهایی که در بین دهانه های نزدیک به هم قرار دارند، همانطور که در شکل 16-12 نشان داده شده است، باید به صورت ستونهای گره زده شده به هم طراحی گردند.

10-16 سیلوهای مستطیلی و مربعی

1-10-16 نیروهای افقی که به دلیل مواد ذخیره شده ایجاد می گردند.

برش عرضی یکی سیلوی مستطیلی، که در شکل a (16-13) نشان داده شده است، قابی صلب است که تحت تاثیر فشار خارجی، p_{des} ، قرار می گیرد و با عمق تغییر می کند. دیاگرام مومنتوم نتیجه آن در شکل (b) 16-13 آمده است. هر دیوار کشش محوری، مومنتوم خمشی و برشی دارد. نیروهای کششی نهایی که به صورت افقی اعمال می شوند در واحد ارتفاع عمق y به قرار زیرند:

$$F_{a,u} = K_I p_{b,des} (b/2) \quad (\text{for wall "a"}) \quad (16-39)$$

$$F_{b,u} = K_I p_{a,des} (a/2) \quad (\text{for wall "b"}) \quad (16-40)$$

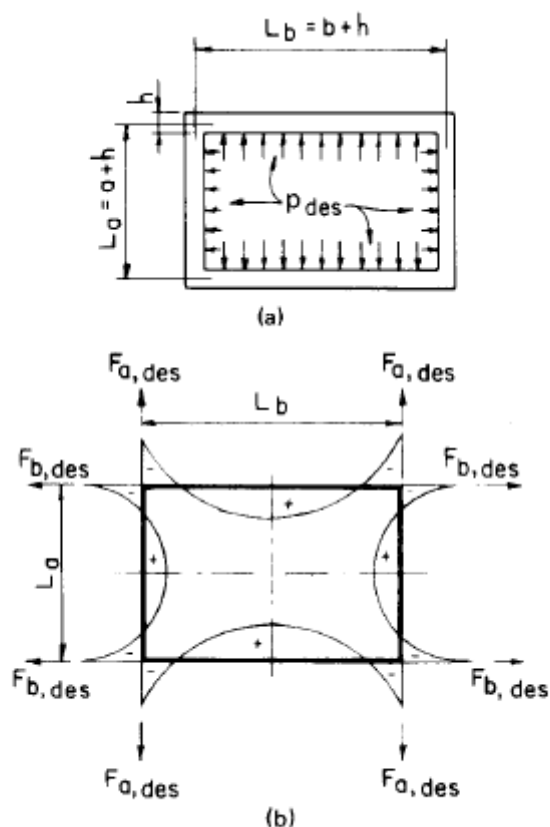


Fig. 16-13 Design loads, bending moment, and axial loads for rectangular silo.

ممکن است مومنتوم های خمشی نهایی، $M_{x,u}$ ، از مقدار محاسبه شده در بخش مرکزی قاب تا مقدار آن در وجه داخلی دیوار یا بخش فیلد دیوار کاهش یابد.

2-10-16 تخمین روش USD در حالتی که بارهای خمشی و کششی با هم ترکیب می شوند.

دیوار سیلو باید مسطح گردد تا در برابر بارهای خمشی و کششی ترکیب شده با هم، مقاوم باشد. این ترکیب ممکن

است توسط یک کشش خارج از مرکز با فرمول $e = \frac{F_u}{M_u}$ جایگزین گردد.

نیروی خارج از مرکز، F_u ، ممکن است در فضای بین لایه ها یا خارج از آن فضا قرار گیرد (شکل 14-16) و (شکل 15-16). تخمینی طراحی متفاوت برای هر مورد، لازم است.

مورد i: خارج از مرکز بودن کوچک باشد (شکل 14-16) $e < \frac{h}{2} - d$

با در نظر گرفتن مومنتوم در هر لایه به فولاد و صرف نظر کردن از استحکام بتن داریم:

$$Reqd A_s = \frac{F_u e'}{\phi f_y (d - d')} \quad (16-41)$$

$$Reqd A'_s = \frac{F_u e''}{\phi f_y (d - d')} \quad (16-42)$$

مورد ii: خارج از مرکز بودن بزرگ؛ (شکل 15-16) $e > \frac{h}{2} - d$

با تعیین محدوده استاندارد مورد نیاز برای نسبت $\frac{y}{d}$ از جدول 3-16، y_L را محاسبه کنید. y_L عمق بلوک فاشری

است. فرض کنید فولاد مورد نیاز باشد، f_s را با واحد Ksi که کنش فشاری وارده بر فولاد است به طریق زیر محاسبه کنید:

$$f'_s \text{ effective} = 87 \left(\frac{y_L - \beta_1 d'}{y_L} \right) - 0.85 f'_c \quad (16-43)$$

اما از مقدار $f_y - 0.85 f_c$ تجاوز نکند.

اگر f_s منفی باشد، فولاد فشاری بی تأثیر خواهد بود. اگر یک عضو مسلح شده به تنهایی مناسب نباشد، عمق d باید افزایش یابد یا A_s به جایی جابجا گردد تا مؤثر واقع گردد.

$$\text{Reqd } A'_s = \frac{F_u(e''/\phi) - 0.85 f'_c b y_L \left(d - \frac{y_L}{2}\right)}{(f'_s)_{\text{eff}}(d - d')} \quad (16-44)$$

اگر معادله (16-44) مقدار مثبت A_s را ارائه دهد، فولاد فشاری مورد نیاز است. در این حالت، فولاد کششی مورد نیاز می شود:

$$\text{Reqd } A_s = \frac{F_u/\phi + 0.85 f'_c b y_L + A'_s(f'_s)_{\text{eff}}}{f_y} \quad (16-45)$$

اگر معادله (16-44) مقدار مثبت A_s را منفی بدهد، به فولاد فشاری نیازی نمی باشد.

پس، چه فولاد در نظر گرفته شود یا نشود، دیوار به صورت جداگانه مسطح می گردد. در این حالت، سطح فولاد کششی مورد نیاز می شود:

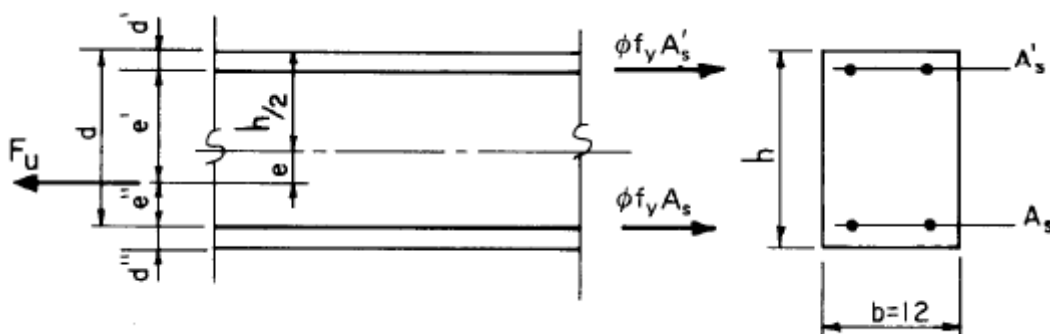


Fig. 15-14 Tension with small eccentricity (Case I).

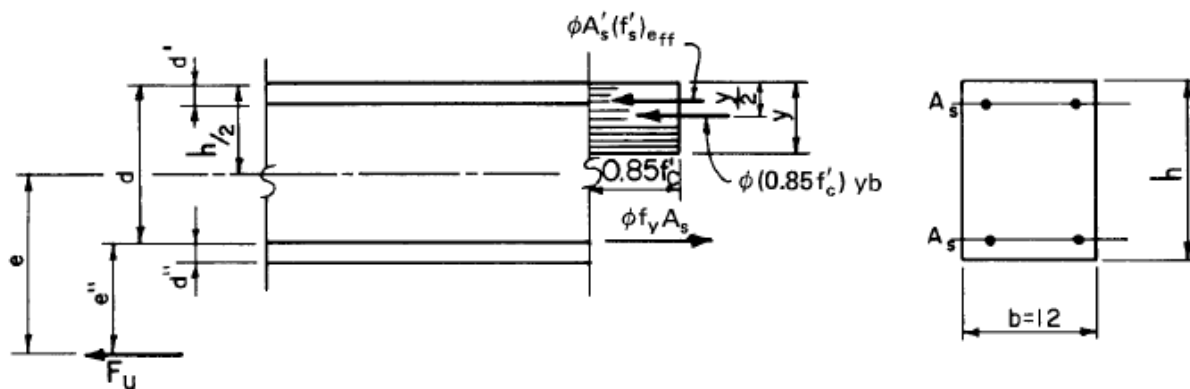


Fig. 16-15 Tension with large eccentricity (Case II).

TABLE 16-3 Code-Limit Values of y/d

Concrete Strength f'_c psi	Steel Yield Strength, psi		
	40,000	50,000	60,000
Up to 4,000	0.436	0.405	0.378
5,000	0.411	0.381	0.355
6,000	0.386	0.357	0.333

$$A_s \text{ reqd} = \frac{F_u/\phi + 0.85 f'_c b y}{f_y} \quad (16-46)$$

که، y ، عمق واقعی بلوک فاشری به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$y \approx d - \sqrt{d^2 - \frac{2 F_u e''}{0.85 \phi f'_c b}} \quad (16-47)$$

3-10-16 ضخامت دیوار - سیلو های مستطیلی

دیوارهای سیلوهای مستطیلی باید ضخامت کافی داشته باشند تا ملزومات زیر را بر طرف نمایند:

1- برای فشار عمودی، ملزومات روش USD که مربوط به بخش 14.2 از استاندارد ACI313-83 می باشد.

2- استحکام خمیدگی تحت خمش و کشش ترکیب شده.

3- برش - استحکام برش حداکثر مورد نیاز، V_n ، در سمت تکیه گاه مربوط به هر دیوار باید از مقدار زیر تجاوز نماید:

$$V_c = 2(1 - 0.002 F_u/A_g) \sqrt{f'_c} b_w d, \quad (16-48)$$

4- علاوه بر آن، ضخامت نباید از 6 اینچ کمتر باشد، برای مواردی که به صورت لغزشی ایجاد می شوند، تمهیدات

خاصی اتخاذ می گردد تا اصطکاک را کم کند و از بلند شدن بتن، جلوگیری به عمل آید.

4-10-16 پهنای ترک - سیلو های مستطیلی

محدوده های مربوط به پهنای ترک همانند محدوده های مربوط به سیلو های مدور است.

در جایی که نیروی کششی دیوار، بین دولایه فولاد باشد (مورد ا، شکل 14-16)، روش نشان داده شده برای سیلو های دایروی ممکن است برای تخمین پهنای واقعی ترک به کار رود.

با بیشتر شده میزان خارج از مرکزیت (مورد II، شکل 15-16)، ترک ها در یک سمت بزرگترند اما در جایی که بتن تحت فشار باشد بسته می شوند. بنابراین، مواد ذخیره شده، باید، حفاظتی مناسب را در بخش هایی که مومنتوم خمشی بزرگتری دارند، دریافت نمایند.

16-10-5 اثر دما - سیلو های مستطیلی

اگر قرار به ذخیره سازی مواد داغ باشد، به فولاد اضافی نیاز نیست. محاسبه مومنتوم حرارتی پیچیده می باشد. هر چند، در ساده ترین مورد، در مقطع عرضی یک سیلوی مربعی، مومنتوم های لبه، تمایل دارند که دیوارها را تخت نگه دارند و مومنتوم مشابهی نیز در تمامی نقاط بین لبه ها وجود دارد. مومنتوم نهایی افقی، با نسبت پواسون $1/2$ ، خواهد شد:

$$M_{xt,u} = M_{yt,u} = 1.25 K_g E_c h^2 \alpha_t \Delta T \text{ (in.-lb/ft)} \quad (16-49)$$

16-10-6 سایر نیروهای عمودی و مومنتوم ها

مومنتوم های خمشی عمودی، در نزدیکی قسمت های تحتانی دیوار رخ می دهند. این مومنتوم ها در دیوارهای بخش قیفی شکل با بخش تحتانی دیوار رخ می دهند. این مومنتوم ها در دیوارهای بخش قیفی شکل یا بخش تحتانی سیلو، به طور پیوسته، ایجاد می شوند.

باید ضخامت دیوار و فولاد عمودی، به گونه ای باشند تا چنین خمشی را که با نیروهای عمودی ناشی از بار مرده، بار بام و اصطکاک ناشی از مواد ذخیره شده ترکیب می شود را تحمل نماید.

بخش های تحتانی یا بخش های قیفی شکل، که از دیوار آویزان اند، نیروهای کششی عمودی را به بخش های پایین تر دیوارهای سیلو، انتقال می دهند. در چنین مواردی، دیوارها نیز باید، به عنوان تیرهایی عمیق رفتار کنند و بارهای عمودیشان را به ستونهای واقع در گوشه ها از طریق خمش درون صفحه ای و برش، منتقل نمایند.

16-10-7 سیلو های مستطیلی گروهی

شکل 16-16 نمونه ای از سیلو های مستطیلی گروهی را با قیفهای هرمی نشان میدهد.

برای چنین گروه هایی، به منظور محاسبه مونتوم های خمشی، برشی و کششی ترکیب های مختلفی از سلولهای تحت بار و سلولهای بدون بار، باید در نظر گرفته شوند.

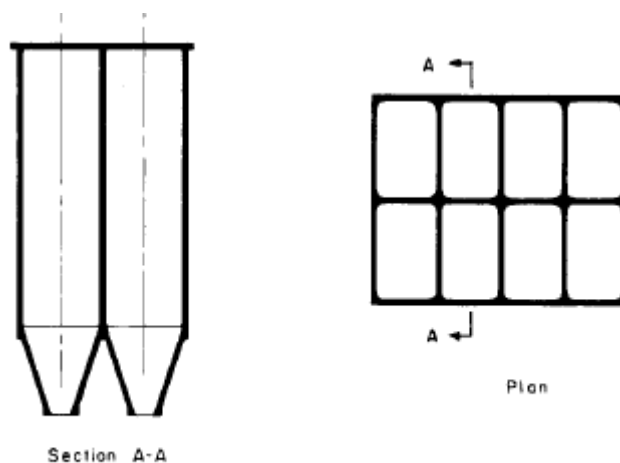


Fig. 16-16 Typical group of rectangular silos.

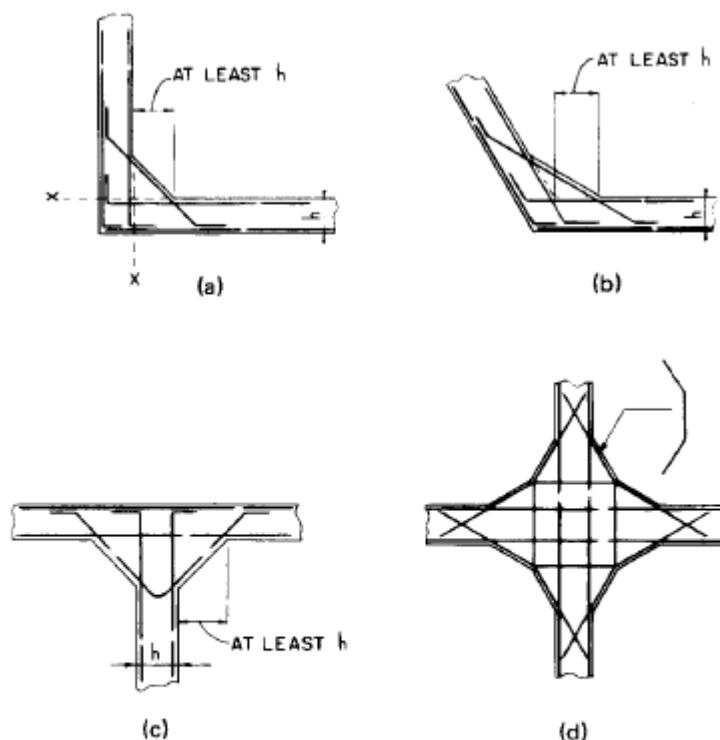


Fig. 16-17 Corner and intersection details for rectangular and polygonal silos.

16.11 DETAILS—RECTANGULAR SILOS AND SILO GROUPS

11-16 جزئیات - سیلوهای مستطیلی و سیلوهای گروهی

تمام جزئیات موارد ارائه شده در بحث سیلوهای مدور، عیناً، به سیلوهای مستطیلی اعمال می گردد.

1-11-16 فولاد افقی

به طور معمول فولاد افقی (که برای بارهای ترکیبی خمشی و کششی طراحی شده به صورت دو لایه است. برای تمامی دیوارها، ملزومات ذکر شده در ACI که مربوط به وجود فولاد به طور دائم در فاصله ای معین، ادامه یافتن تیر و قید و بند دار کردن در تکیه گاه ها و نقاط مقاوم در برابر خمیدگی است، باید مورد توجه قرار گیرد.

2-11-16 جزئیات مربوط به گوشه ها

الگوهای مربوط به مسطح کردن فیلت ها و گوشه ها، در شکل 16-17 نشان داده شده است.

اندازه فیلت باید حداقل با ضخامت دیوار برابر باشد (اما از 9 اینچ کمتر نباشد) و باید به میزانی مسطح شود که با مقدار محاسبه شده بار محوری و خمشی در سمت دیگر یا نوک فیلت برابر شود.

فولاد فیلت دار باید نسبت به فولاد دیوار داخلی، فاصله ای مناسب داشته باشد تا قید و بند دار شدن آنها مناسب باشد و تا سمت دیگر دیوار، ادامه یابد.

12-16 سیلو های چند گوشه منتظم

اصول طراحی و جزئیات سیلو های چند گوشه گروهی یا مجزا، مشابه با اصول طراحی و جزئیات سیلو های مستطیلی است. دیوارهایشان، در معرض بارهای مشابهند و نیروهای اعمالی عمودی، مومنتوم وارده خمشی، برشی و کششی اند.

نیروی کششی نهایی که به صورت افقی در دیوار هر سیلوی چند گوشه منتظم مجاز، وجود دارد به قرار زیر است :

$$F_u = K_I p_{des} \left[\frac{a}{2} \right] \left[\frac{\sin \theta}{1 - \cos \theta} \right] \quad (16-50)$$

(برای محاسبه سیلو های 8 وجهی) این معادله به صورت زیر در می آید

$$F_u = 0.866 K_I a p_{des} \quad (\text{for hexagonal silos}) \quad (16-51)$$

برای سیلوی 6 وجهی

$$F_u = 1.207 K_I a p_{des} \quad (\text{for octagonal silos}) \quad (16-52)$$

مومنتوم های خمشی $M_{x,u}$ و $M_{y,u}$ نیز مشابه سیلو های مستطیلی تعیین می شوند.

مسطح سازی و جزئیات، مشابه سیلو های مستطیلی است به جز آنکه برای سیلو های چند گوشه با 7 یا بیشتر از 8 وجه ، فیلت های مربوط به دیوارهای متقاطع، ممکن است حذف گردند.

13-16 قسمت هاس تحتانی سیلو

قسمت های تحتانی سیلو، با دیوارهای سیلو مهار می شوند که تا پایین و به سمت فونداسیون ادامه دارد یا به صورت مستقل با ستونهایی که فونداسیون مشابه دارند مهار می شوند که این فونداسیون به صورت مستقل است یا مشابه به دیوار می باشد. (شکل 16-19 را ببینید)

16-13-1 بارها

سازه های تحتانی سیلو باید برای بارهای اعمالی توسط مواد ذخیره شده، بار مرده ناشی از آنها، وزن تجهیز است، سکوها و که از قسمت تحتانی سیلو آویزان می گردند، طراحی شوند، و گاهی اثرات دما و زمین لرزه نیز باید در نظر گرفته شود.

16-13-2 اثر تخلیه خارج از مرکز

نویسندگان پیشنهاد می کنند که به دلیل اینکه تخلیه خارج از مرکز باعث ایجاد فشارهای جانبی می گردد، در طراحی بخش های قیفی شکل یا قسمت های تحتانی بخش های پر کننده قیفی مانند، این مطلب باید لحاظ گردد. پیشنهاد می شود که برای سیلو های مستطیلی یا مربعی و کل محیط سایر سیلو ها، حداکثر افزایش را هم برای سمت نزدیک به تخلیه خارج از مرکز و هم برای سمت مقابل آن، فرض کنیم. تاثیر تخلیه خارج از مرکز بر فشار عمودی، ناشناخته از مرکز بودن، صرف نظر شود.

حداکثر مقدار P_{ecc} (در عمق H)، براساس ابعاد سیلو در قسمت بالایی بخش قیفی شکل، محاسبه می گردد و فرض می شود که برای عمق بخش قیفی شکل یا قسمت پر کننده قیفی شکل، ثابت باشد. تخلیه خارج از مرکز را باید در مورد، به همراه چندین دهانه در نظر گرفت.

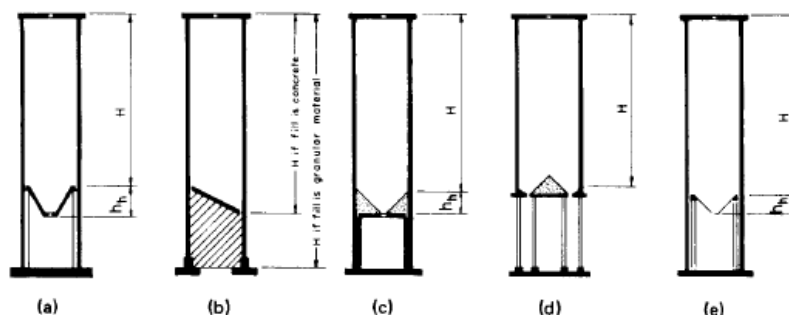


Fig. 16-19 Typical vertical cross sections of silos. (a) Silo on raft foundation, independent hopper resting on plasters attached to wall; (b) silo with wall footings and independent bottom slab supported on fill; (c) silo with hopper-forming fill and bottom slab supported by thickened lower walls; (d) silo with multiple discharge openings and hopper-forming fill resting on bottom slab, all supported by columns—raft foundation has stiffening ribs on top surface; and (e) silo on raft foundation, with hopper independently supported by a ring beam and column system.

3-13-16 نیروهای ناشی از زمین لرزه که بر قسمت های تحتانی سیلو اعمال می شوند.

در جاهائیکه مهارهای تحتانی مستقلی در نظر گرفته می شود، نیروهای جانبی لرزه ای، باید بین دیوارها و سازه مهار

کننده تحتانی تقسیم گردد. این مطلب پیشتر بیان شد.

علاوه بر آن، چون به دلیل زمین لرزه، اصطکاک دیوار، ممکن است از بین برود، وزن کلی مؤثر که به صورت

عمودی اعمال می شود، W_{eff} ، که ناشی از مواد ذخیره شده است، باید در هنگام طراحی، در سازه های تحتانی

لحاظ گردد.

4-13-16 قسمت های تحتانی تخت

ساده ترین قسمت تحتانی تخت، قطعه ای با ضخامت یکنواخت است. قسمت تحتانی تخت، می تواند به شکل

شیاردار و یا به شکل مجموعه ای از شیار و تیر باشد. برای اطمینان یافتن از درست بودن جریان مواد، پرکننده قیفی

شکل، به طور معمول در اطراف دهانه تخلیه ساخته می شود.

دهانه های هم مرکز قطعه مورد نظر، نباید از $\frac{1}{3}$ قطر سیلو تجاوز کند.

برای قطعه ای که فاقد بخش پرکننده قیفی شکل است، بارهای طراحی، بارهای مرده لحاظ می شوند و فشار، q_{des}

، در بالای قطعه محاسبه می گردد. برای استفاده از روش USD، بار عمودی بر واحد سطح خواهد شد:

$$w_u = K_g g + K_l q_{des} \quad (16-53)$$

با در نظر گرفتن زمین لرزه فرض می شود مقدار اصطکاک عمودی در دیوار صفر باشد، فشار عمودی نهایی در قسمت تحتانی می شود:

$$w_u = 0.75 (K_g g + K_I \gamma H) \quad (16-54)$$

برای قطعه ای که دارای بخش پر کننده قیفی شکل باشد، وزن بخش پر کننده و مواد ذخیره شده درون قسمت قیفی شکل، به عنوان بار مرده در نظر گرفته می شوند و q_{des} که برای استفاده شدن در معادله (16-53) به کار می رود در بالای بخش پر کننده محاسبه می گردد. تنشهای برشی وارد بر آن قطعه، باید به دقت چک شوند.

5-13-16 مومنتوم ها و تغییر شکل های مربوط به قسمت تحتانی قطعات مدور مومنتوم های خمشی مماسی و شعاعی برای قطعات مدور با یا بدون سوراخ مرکزی را می توان توسط روشهای تیموشنکو و woinowsky- kriegel و یا از جداول محاسبه کرد.

هرگاه یک دهانه مرکزی، $\frac{1}{10}$ قطر سیلو نباشد (یا در مورد سیلو های مستطیلی، بزرگترین سمت دهانه، از $\frac{1}{10}$ سمت کوتاه سیلو تجاوز ننماید)، در محاسبه مومنتوم های خمشی قطعه، دهانه را اغلب در نظر نمی گیریم. در این حالت، مسطح کردن اضافی در قسمت تحتانی انجام می شود تا جایگزین گردد، چون در قسمت سوراخ عمل مسطح کردن انجام نمی شود و نیز مسطح کردن در قسمت بالا و در اطراف دهانه باید انجام شود یا می توان از روشهای مثالهای 16-3 و 16-4 استفاده نمود.

6-13-16 قسمت های تحتانی تخت مستطیلی

از لحاظ اقتصادی، معمولاً طول دیوار، در سیلو های مستطیلی تا حداکثر 20 فوت می باشد. بنابراین، اندازه قطعه تحتانی کوچک است، و چنین قطعاتی، معمولاً، فقط در امتداد مرزهایشان مهار می شوند. مومنتوم ها و انحنا هائی قطعات مستطیلی با لبه ثابت، ممکن است با استفاده از روشهای ارائه شده توسط استاندارد ساختمان ACI محاسبه گردد که از این استاندارد برای تحلیل دو طرفه استفاده می شود. اثر دهانه های تخلیه مستطیلی

یا مدور در قطعات تحتانی، می بایست در طراحی مدنظر قرار گیرد. مسطح کردن اضافی که برای جبران قسمت دهانه صورت می گیرد باید از تکیه گاه تا تکیه گاه به طور پیوسته انجام شود.

16-13-7 بار اضافی در دهانه ها

لبه های دهانه های قطعات تحتانی، معمولاً، به دلیل وزن بخش قیفی شکل و تجهیز است، بارهای اضافی دریافت می کنند. نیز وزن مواد ذخیره شده در قیف و فشارهای عمودی ناشی از مواد در بالای قیف، در طراحی لحاظ می گردد. معادلات ارائه شده توسط Griffel و جداول ارائه شده توسط نویسندگان و دیگران، ممکن است به کار گرفته شوند.

16-13-8 قیف های مخروطی شکل

فشار طراحی ، q را ممکن است از معادله (21-16) بدست آورد. در محاسبه q معمولاً مهندسان از ابعاد مربوط به بالای قیف استفاده میکنند تا R یا C را برای فرمولهای janssen یا Reimbert بدست آورند. در درون قیف از کاسته شدن مقطع عرضی قیف صرف نظر میگردد.

پوسته مخروطی شکل قیف تحت تاثیر دینامیک غشایی کششی قرار دارد :

نیروی که در امتداد طولی است f با خط تولید کننده مخروط موازی است. این بارها در شکل (a) 20-16 نشان داده شده است. این بارها بر اثر فشارهای عمودی q (در عمق y) و وزن (w) ترکیبی از وزن های خود قیف و مواد ذخیره شده در قسمت تحتانی عمق y به همراه هر تجهیز که توسط قیف مهار می گردد ایجاد میشوند .

برای طراحی کردن با استفاده از روش VSD خواهیم داشت :

$$F_{mu} = K_l \left[\frac{q_{des} D}{4 \sin \alpha} + \frac{W_l}{\pi D \sin \alpha} \right] + K_g \left[\frac{W_g}{\pi D \sin \alpha} \right] \quad (16-55)$$

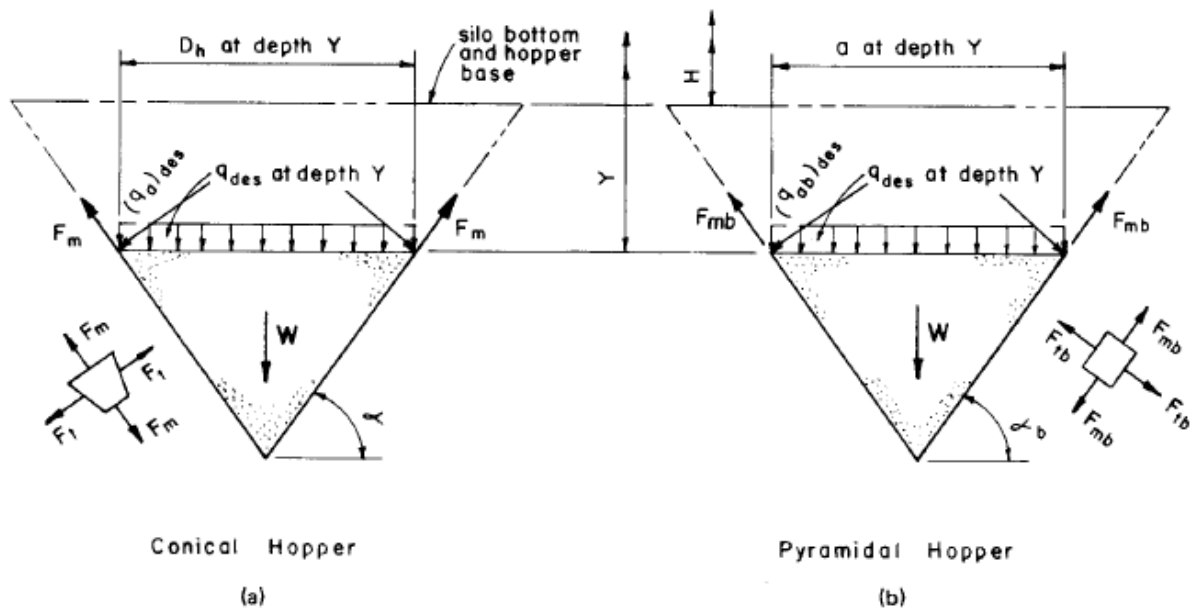


Fig. 16-20 Forces in conical and pyramidal hoppers.

$$F_{tu} = K_I \left[\frac{q_{\alpha, des} D}{2 \sin \alpha} \right] \quad (16-56)$$

هردوی این نیروها در لبه بالایی قیف حداکثر و در لبه پایینی با تقریب صفر میباشند .

حداقل ضخامت قابل قبول برای مخروط باتوجه به پهنای ترک مورد قبول تعیین میگردد .

نویسندگان ترجیح میدهند که ضخامت پوسته هرگز نباید از 5 اینچ کمتر گردد.

سطح مورد نیاز برای مسلح کردن در واحد عرض نوشته می شود:

$$A_s \text{ reqd} = F_{mu} / (\phi f_y) \quad (\text{meridional direction}) \quad (16-57)$$

$$A_s \text{ reqd} = F_{tu} / (\phi f_y) \quad (\text{horizontal}) \quad (16-58)$$

معمولا یک قیف مخروطی شکل درقسمت بالایش توسط یک تیر حلقوی مهار میشود . این بخش فقط بخش

ضخیم شده پوسته مخروطی بامقطع عرضی است تا شرایط مهار شدگی و بار را برآورده کند. عمق تیر حلقوی نباید

از قطر قیف ، کمتر باشد .

اگر اطراف این دیوارهای سیلو به صورت ساده مهار گردد تیرهای ، حلقوی ، معمولاً فقط برای قسمتهای افقی طراحی میشوند. اگر این دیوارقیف، به مرکز تیر حلقوی ، خارج از مرکز باشد، با این وجود ، تیر، مونتمون خمشی یکنواختی را دریافت می کند .

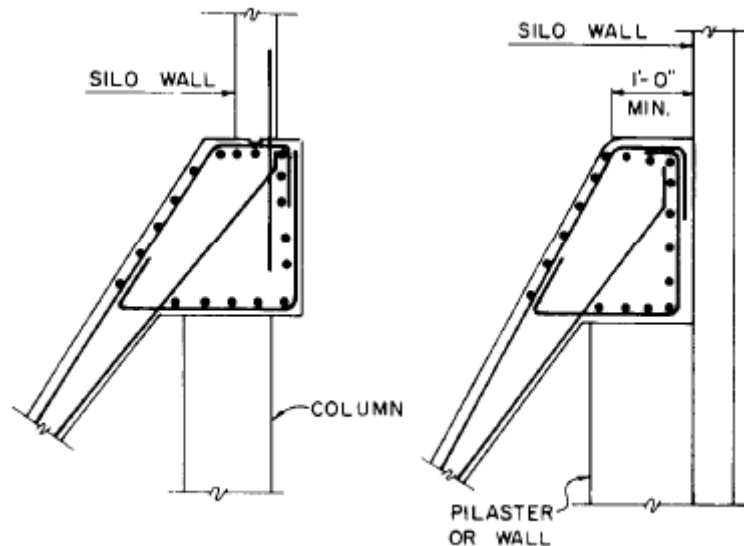


Fig. 16-21 Typical details of hopper-supporting beam.

تیر حلقوی با تاب یکپارچه و پوسته مخروطی شکل ، بسیار سفت میباشد و این مونتمون معمولاً در طراحی تیرهای حلقوی که در اطرافشان تکیه گاه باشد ، ناچیز فرض میگردد.

مقدار سطح فولادی که به صورت طولی در چنین تیرهای حلقوی به کار میرود ، اختیاری است ، اما نباید از 5٪ سطح عرضی تیر حلقوی ، کمتر باشد. (شکل 16-21 را ببینید)

اگر لبه بالایی قیف به طور دور تا دور به دیوارهای سیلو متصل گردد، یا با دیوار یکپارچه شود، مسلح کردن مناسبی میباشد در محل تقاطع دیوار قیف و سیلو صورت گیرد. نیز فولاد میباشد به داخل دیوارهای سیلو امتداد یابد تا باعث گیر دار شدن کامل گردد .

تیر حلقوی و لبه بالایی قیف مخروطی شکل در نقاطی و در امتداد مرزهایش ، توسط ستون عمودی، ستون چهار گوش یا پاکت های دیواری طراحی میگردند تا تیرهای حلقوی بتنی، قیف فولادی را مهار نماید. اگر لازم باشد،

سفتی واستحکام اضافه شده توسط پوسته قیف بتنی، بادر نظر گرفتن پهنایی از پوسته قیف (نویسندگان پیشنهاد میکنند که 4 برابر ضخامت باشد) تخمین میشود تا به عنوان بخشی از تیر حلقوی عمل نماید.

9-13-16 قیف های هرمی شکل

بارهای قیف های هرمی شکل مشابه بارهای قیف های مخروطی شکل است. (شکل 20-16 را ببینید) دیوارهای قیف هرمی، علاوه بر نیروهای غشایی کششی، تحت تاثیر خمش هم قرار دارند.

خمش، همواره، دوطرفه و از نوع صفحه ای است و ممکن است خمش درون صفحه ای قابل توجهی باشد. تمام مطالب ارائه شده در زیر، مربوط به قیف های متقارن است. (یا قیف های تقریباً متقارن).

زوایای شیب دیوارهای a و b را به ترتیب با α_a و α_b نشان میدهند.

فرض میشود نیروهای کششی غشایی که در دیوارهای مایل ایجاد می گردند شامل نیروهای افقی F ، و نیروهای عمود بر F یعنی F میباشد که نیرویی درون صفحه ای است. شدت نیروهای F در واحد پهنا، در طول پهنای دیوار تغییر میکند.

به منظور ساده سازی، معمولاً فرض می شود که در طول هر دیوار یکنواخت باشند. فرض میشود فشارهای ناشی از مواد که به هر دیوار اعمال میگردد همانند فشارهای محاسبه شده ای باشد که در آن از خواص دیوار سیلویی استفاده می شود که به آن مواد متصل است و نیز سهم بار مرده به آن اضافه می گردد.

فرض میشود در قیف های نشان داده شده در شکل 22-16، فشارهای ناشی از مواد که به سطح A اعمال میگردد بر مقدار F مربوط به دیوار a اثر بگذارد و فشارهای ناشی از مواد که به سطح A اعمال میگردد بر مقدار F مربوط به دیوار b اثر بگذارد. اگر از سطح دهانه داخلی صرف نظر گردد، و اگر از بعضی از فاکتورهای اختیاری C و C برای تعریف تقسیم بار بر سطح A و a استفاده شود (به طوریکه برای یک مورد متقارن، $2c_a + 2c_b = 1.0$) (نیروهای طولی نهایی در واحد پهنا به قرار زیر می شوند:

$$F_{mau} = \frac{K_l(c_a W_l + A_a q_{a, des}) + K_g c_a W_g}{a \sin \alpha_a} \quad (16-59)$$

$$F_{mbu} = \frac{K_l(c_b W_l + A_b q_{b, des}) + K_g c_b W_g}{b \sin \alpha_b} \quad (16-60)$$

(در معادلات بالا، q_a ، با استفاده از خواص دیوار کوتاه و q_a با استفاده از سیلوی مربعی خیالی محاسبه میشوند.

برای ساده سازی، بعضی از مهندسان مقدار q و q را برای تمامی دیوارهای قیف،

استفاده میکنند.)

نیروهای افقی نهایی، F_{tau} و F_{tbu} ، در واحد عرض دیوار و در عمق Y را میتوان به صورت زیر تخمین زد:

$$F_{tau} = K_l \left(\frac{b}{2} \right) q_{\alpha b, des} \sin \alpha_a \quad (16-61)$$

$$F_{tbu} = K_l \left(\frac{a}{2} \right) q_{\alpha a, des} \sin \alpha_b \quad (16-62)$$

مومنتوم های دو طرفه، از نوع خمشی صفحه ای (که در بعضی مواقع خمش محلی نامیده می شوند) را می توان با

استفاده از جداول 16-4 و 16-5 محاسبه کرد. این جداول مربوط به دیوارهای مثلثی شیبدار با جهت های ثابت و

متغیر از بارگذاری مثلثی یا یکنواخت و یا بارگذاری ذوزنقه ای است.

از جداول 16-4 و 16-5 می توان برای دیوار های ذوزنقه ای که طول لبه تحتانی آن از $\frac{1}{4}$ لبه بالایی تجاوز نکند

استفاده کرد. این کار را می توان با جایگذاری ارتفاعی اریب از یک مثلث فرضی انجام داد:

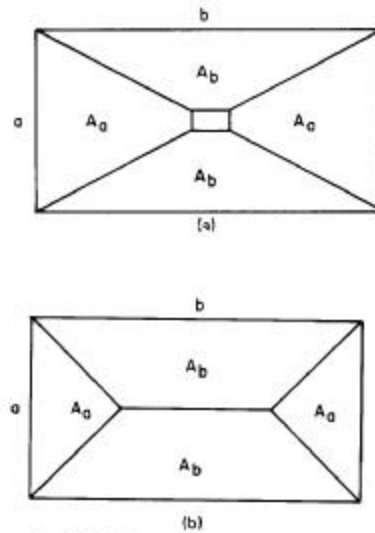
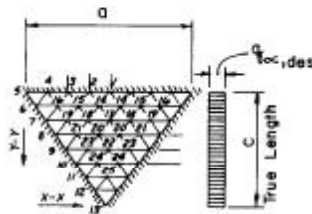


Fig. 16-22 Plan view of pyramidal hoppers.

TABLE 16-4 Isosceles Triangular Slab, Fixed Edges, Uniform Load



$$\text{Bending Moments: } M_x = n_x q_{\infty, des} a^2/64 \quad (\text{per unit width})$$

$$M_y = n_y q_{\infty, des} a^2/64 \quad (\text{per unit width})$$

$$\text{Reaction per unit length of support: } R = Y q_{\infty, des} a^2/8$$

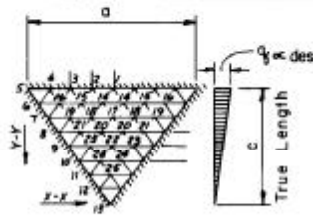
$$\text{* Deflection: } \Delta = \frac{\lambda q_{\infty, des} a^4 (1-\nu^2)}{4096 EI}$$

* Consistent units must be used in above equations. To obtain Δ in inches when a = feet, $q_{\infty, des}$ = lb/sq ft, E = psi and I = in.⁴/ft, multiply the above expression by 1,728.

Ratio a/c = 0.75					Ratio a/c = 1.00					Ratio a/c = 1.50				
Point	λ	n_x	n_y	Y	Point	λ	n_x	n_y	Y	Point	λ	n_x	n_y	Y
1	0	-0.2310	-1.3977	2.444	1	0	-0.2091	-1.2547	2.219	1	0	-0.1536	-0.9215	1.823
2	0	-0.2608	-1.2014	2.181	2	0	-0.1787	-1.0721	1.968	2	0	-0.1263	-0.7779	1.603
3	0	-0.1185	-0.7111	1.428	3	0	-0.1039	-0.8232	1.291	3	0	-0.0715	-0.4791	1.061
4	0	-0.0343	-0.2055	0.442	4	0	-0.0257	-0.1781	0.481	4	0	-0.0195	-0.1169	0.478
5	0	0	0	0	5	0	0	0	0	5	0	0	0	0
6	0	-0.5758	-0.1710	1.118	6	0	-0.2241	-0.0958	0.577	6	0	-0.0526	-0.0122	0.318
7	0	-1.3155	-0.3559	2.175	7	0	-0.6713	-0.2598	1.515	7	0	-0.1901	-0.1073	0.780
8	0	-1.0061	-0.1476	2.531	8	0	-1.0161	-0.3016	2.118	8	0	-0.3791	-0.2513	1.313
9	0	-1.3521	-0.3939	2.210	9	0	-1.1018	-0.4276	2.204	9	0	-0.5271	-0.3761	1.708
10	0	-0.8352	-0.2261	1.633	10	0	-0.8148	-0.3305	1.796	10	0	-0.5128	-0.3998	1.771
11	0	-0.1117	-0.1180	1.016	11	0	-0.1169	-0.1751	1.116	11	0	-0.3970	-0.2961	1.393
12	0	-0.1500	-0.6330	0.493	12	0	-0.0991	-0.0502	0.401	12	0	-0.1717	-0.1103	0.613
13	0	0	0	0	13	0	0	0	0	13	0	-0.0538	-0.0375	0
14	1.21235	0.3920	0.3201	—	14	0.69733	0.2065	0.1750	—	14	0.20177	0.0332	-0.0120	—
15	0.89879	0.2837	0.3524	—	15	0.41170	0.1141	0.1354	—	15	0.13276	0.0281	0.0193	—
16	0.37532	-0.1088	0.2113	—	16	0.17811	-0.0609	0.1530	—	16	0.03195	-0.0201	0.0311	—
17	1.99119	0.5284	0.6705	—	17	1.17677	0.5317	0.5805	—	17	0.16105	0.2465	0.3756	—
18	1.62283	0.5979	0.5655	—	18	0.95205	0.3819	0.5125	—	18	0.35592	0.1670	0.3412	—
19	0.75625	-0.1062	0.2395	—	19	0.42236	-0.0605	0.2531	—	19	0.14892	-0.0212	0.2013	—
20	1.58217	0.8117	0.3118	—	20	1.10230	0.6069	0.1303	—	20	0.42613	0.3151	0.3033	—
21	0.89126	0.6184	0.0702	—	21	0.55797	0.0119	0.1719	—	21	0.21056	0.0210	0.2103	—
22	0.95769	0.7371	0.0187	—	22	0.81779	0.6222	0.1576	—	22	0.10203	0.2831	0.2662	—
23	0.61331	0.2260	-0.7681	—	23	0.51131	0.2013	0.0131	—	23	0.27763	0.1200	0.1227	—
24	0.33216	0.2502	-0.7681	—	24	0.32160	0.2969	-0.1003	—	24	0.27829	0.2211	-0.0051	—
25	0.11205	0.2007	-0.0381	—	25	0.11584	0.2065	-0.1122	—	25	0.10763	0.1902	-0.1115	—

NOTE: For trapezoidal loading, use results from Table 16-4 $\pm$ results from Table 16-5. Table reconstructed after Lipnitski, Ref. 16-22.

TABLE 16-5 Isosceles Triangular Slab, Fixed Edges, Uniformly Varying Load



Bending Moments: $M_x = n_x q_{0,des} \cdot a^2/64$ (per unit width)

$M_y = n_y q_{0,des} \cdot a^2/64$ (per unit width)

Reaction per unit length of support: $R = Y q_{0,des} \cdot a/8$

*Deflection: $\Delta = \frac{\lambda q_{0,des} \cdot a^4}{4096 EI}$

Ratio $a/c = 0.75$					Ratio $a/c = 1.00$					Ratio $a/c = 1.50$				
Point	λ	n_x	n_y	γ	Point	λ	n_x	n_y	γ	Point	λ	n_x	n_y	γ
1	0	-0.1850	-1.1097	2.106	1	0	-0.1595	-0.9571	1.849	1	0	-0.1104	-0.6625	1.452
2	0	-0.1604	-0.9622	1.908	2	0	-0.1377	-0.8261	1.672	2	0	-0.0942	-0.5663	1.310
3	0	-0.0973	-0.5835	1.331	3	0	-0.0825	-0.4948	1.174	3	0	-0.0550	-0.3300	0.936
4	0	-0.0294	-0.761	0.511	4	0	0.0246	-0.1473	0.510	4	0	-0.0160	-0.0960	0.470
5	0	0	0	0	5	0	0	0	0	5	0	0	0	0
6	0	-0.5627	-0.1342	1.009	6	0	-0.1844	-0.0755	0.605	6	0	-0.0432	-0.0100	0.296
7	0	-1.0046	-0.2677	1.682	7	0	-0.5120	-0.1950	1.185	7	0	-0.1419	-0.0848	0.629
8	0	-1.1097	-0.3094	1.706	8	0	-0.7243	-0.2774	1.446	8	0	-0.2601	-0.1799	0.914
9	0	-0.8132	-0.2421	1.246	9	0	-0.6843	-0.2670	1.282	9	0	-0.3142	-0.2401	1.027
10	0	-0.3781	-0.1327	0.668	10	0	-0.4447	-0.1803	0.818	10	0	-0.3090	-0.2287	0.895
11	0	-0.1195	-0.0473	0.251	11	0	-0.1765	-0.0783	0.316	11	0	-0.2018	-0.1465	0.525
12	0	-0.0154	-0.0085	0.051	12	0	-0.0311	-0.0158	0.031	12	0	-0.0817	-0.0420	0.077
13	0	0	0	0	13	0	0	0	0	13	0	-0.0356	-0.0156	0
14	0.98637	0.3159	0.3659	-	14	0.47856	0.1581	0.1844	-	14	0.14721	0.0467	0.0283	-
15	0.72419	0.3245	0.3245	-	15	0.34753	0.0990	0.1905	-	15	0.10402	0.0285	0.0649	-
16	0.31303	0.0631	0.1938	-	16	0.14728	-0.0277	0.1425	-	16	0.04267	-0.0051	0.0785	-
17	1.46605	0.5976	0.5139	-	17	0.83876	0.3741	0.4481	-	17	0.30398	0.1627	0.2819	-
18	1.20279	0.4470	0.4328	-	18	0.68480	0.2768	0.3896	-	18	0.24447	0.1179	0.2556	-
19	0.55394	-0.1769	0.1769	-	19	0.31266	-0.0246	0.1969	-	19	0.10752	-0.0031	0.1530	-
20	1.05655	0.5338	0.1953	-	20	0.72519	-0.3878	0.2707	-	20	0.31453	0.1954	0.2574	-
21	0.54094	0.0274	0.0168	-	21	0.37265	0.0354	0.0948	-	21	0.15771	0.0224	0.1294	-
22	0.56125	0.4060	-0.0323	-	22	0.47715	0.3519	0.0442	-	22	0.26222	0.2136	0.1294	-
23	0.34967	0.1188	-0.0926	-	23	0.29998	0.1133	-0.0369	-	23	0.16348	0.0707	0.0464	-
24	0.14304	0.1225	-0.0997	-	24	0.15539	0.1329	-0.1090	-	24	0.11764	0.1066	-0.0464	-
25	0.02884	0.0483	-0.0465	-	25	0.03653	0.0563	-0.0884	-	25	0.04468	0.0704	-0.0991	-

NOTE: For trapezoidal loading, use results from Table 16-4 $\pm$ results from Table 16-5. Table reconstructed after Lipnitski, Ref. 16-22.

*See note on Table 16-4.

$$c_f = \frac{ca}{a - a_1} \quad (16-63)$$

در معادله فوق، C ارتفاع اریب واقعی دوزنقه، و a_1 و a به ترتیب طولهای لبه تحتانی و بالایی می باشند. راه حل

های تقویتی مربوط به محاسبه مومنتوم های خمشی در دیوارهای دوزنقه ای که قسمت لبه های تحتانی آن از $\frac{a}{4}$

تجاوز نماید (چه دیوار متقارن و چه دیوار کمی نامتقارن) با حل صفحه های مستطیلی معادل، حاصل می شود. پهنای

این صفحات، a_{eq} ، و ارتفاع آنها، C_1 ، به صورت زیر محاسبه می گردند:

$$a_{eq} = \frac{2(a^2 + 2a + a_1)}{3(a + a_1)} \quad (16-64)$$

$$c_f = c - \frac{a(a - a_1)}{6(a + a_1)} \quad (16-65)$$

10-13-16 ضخامت و مسطح سازی دیوارهای قیف هرمی شکل

مقاومت دیوار و مسطح کردنش باید طوری انتخاب گردد تا پهنای ترک دار در محدوده قابل قبولی نگه دارد.

در قیف های هرمی شکل، باید ترکیبی از کشش محوری و خمش در جهات طولی و افقی در نظر گرفته شود.

نویسندگان ترجیح می دهند که ضخامت دیوار نه از میزان مورد نیاز برای جلوگیری از خمش و نه از مقدار 6 اینچ کمتر نباشد.

دیوارهای قیف های هرمی شکل برای بحث برش باید چک شوند. معادله 16-48 را ببینید.

11-13-16 جزئیات مربوط به قیف های هرمی شکل

قیف های هرمی شکل باید در تقاطع هر دیوار داخلی فیلته داشته باشند. اندازه فیلته معمولاً با اندازه دیوارهای سیلو

در بالای قیف، مطابقت دارد و میران باریک شدنش در دهانه تخلیه به صفر می رسد. (16-23 را ببینید). قیف هایی

که دیوار فولادی دارند دو وضعیت دارند: (1) در هر دو وجه دیوار فولاد قرار می گیرد. (2) فولاد به طور پیوسته در

وجه خارجی به همراه به کارگیری فولاد در وجه داخلی در نزدیکی گوشه ها و لبه های بالا و پایین که نیاز به

مومنتوم منفی باشد، قرار می گیرد.

به نظر می رسد اولین تقویت در آمریکا و دومین تقویت در اروپا رایج باشد.

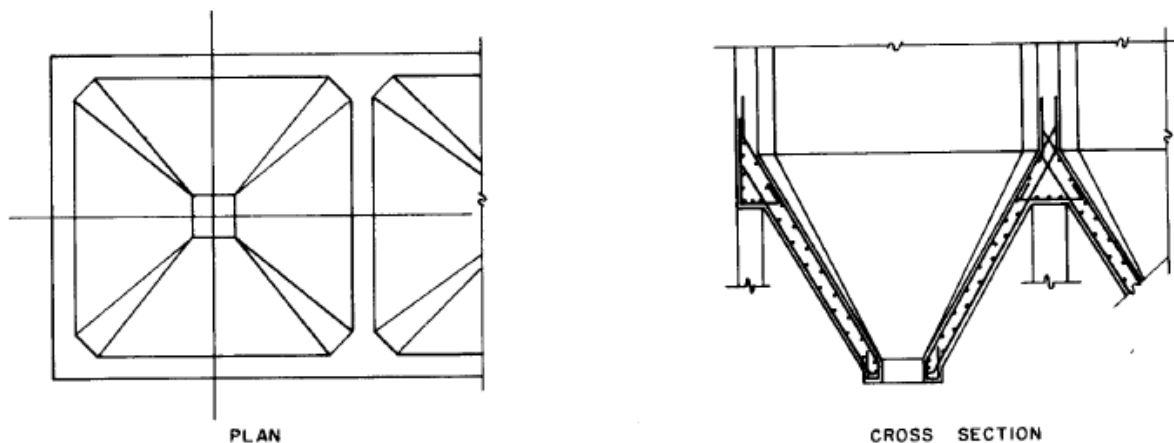


Fig. 16-23 Typical pyramidal hopper.

نواحی فولادی (در هر جا) نباید از 003/، سطح دیوار، کمتر باشند. ضخامت بتن مسطح کننده تیر در نزدیکی وجه داخلی حداقل 1 اینچ است، اما شاید تا مقدار 75/، اینچ کاهش یابد.

اگر قسمت ویژه ای در قسمت داخل مورد نیاز باشد، ضخامت بتن طبق استاندارد ACI318 اجرا می گردد.

انتهای قسمت تخلیه باید به درستی مسطح گردد و جزئیات مربوط به آن اجرا شود. معمولاً بتنی در اطراف دهانه به همراه وسایل قید و بند جاسازی می شوند تا دریچه های تخلیه، شیب تند و غیره را ببندند.

12-13-16 سیستم ستون و تیر حلقوی بتنی مدور، که قیف فولادی را مهار می کند.

یک قیف فولادی کار چندانی را برای سفت و سخت کردن تیرهای حلقوی بتنی انجام نمی دهد، بنابراین، تمام بارهای اعمالی آن به تیر که شامل پیچش نیز است – باید در نظر گرفته شود.

جداول و معادلات که مربوط به طراحی چنین تیر های حلقوی و ستونها، شماره های زوج دارند (از 4 تا 12) آنها به فواصل مساوی از هم قرار دارند. پایه های آنها ثابت است و به صورت صلب به تیر حلقوی متصلند و نسبت به مرکز تیر حلقوی، خارج از مرکزند (شکل 24-16 را ببینید)

معادلات (16-66) و (16-67) برای بارهای طراحی در حال کاری باشند و سایر معادلات مربوط به بارهای نهایی اند روش (WSD) در این نوع سازه، بار زنده، خیلی بزرگتر از بار مرده است، در نتیجه، ساده تر و دقیق تر است تا فاکتور باری به عنوان K_L ، را به جوابهای نهایی اعمال نماییم تا مقادیر حاصله از روش USD را بدست آوریم.

بارهای طراحی خارجی که بر تیر حلقوی اعمال می شوند (شکل های 16-26 و 16-26) به طور تقریبی به صورت های زیر محاسبه می گردند:

$$F_x = \frac{F_{mu} \cos \alpha}{1.7}, \text{ using } D = \text{silo inside diameter in eq. (16-55) to compute } F_{mu} \quad (16-66)$$

$$F_y = g_r + \frac{F_{mu} \sin \alpha}{1.7} \quad (16-67)$$

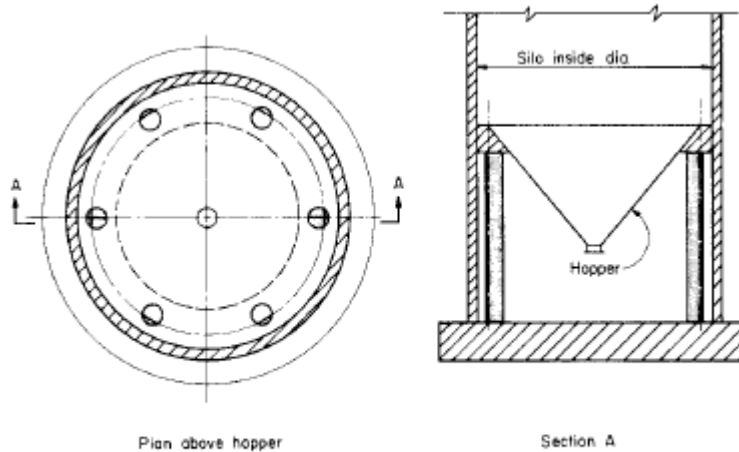


Fig. 16-24 Silo bottom—steel hopper supported on concrete ring-beam-and-column system.

برای محاسبه $F_m u$ ، D که قطر داخلی سیلو می باشد را در معادله (16-55) استفاده نمایید. G_r در معادلات بالا، وزن تیر حلوقی در واحد طول است. اگر فاشر عمودی (که از طریق مواد ذخیره شده معین می شود) بوجه تیر حلوقی اعمال و قابل توجه باشد، باید به مقدار F_y اضافه گردد (مثال 16-2 را ببینید)

مومنوم پیچشی یکنواخت روش WSD می شود.

$$M_t = F_m e \text{ (ft-lb/linear ft)} \quad (16-68)$$

سطح برش خورده تیر حلوقی می شود:

$$A_r = a_1 b_1 - \frac{b_2 a_2}{2} \quad (16-69)$$

محورهای مختصات مرکز جرم که از مبدأ اندازه گیری می شود به صورت زیر بیان می گردد:

$$\bar{x} = \frac{a_1 b_1^2/2 - (a_2 b_2/2)(b_1 - b_2/3)}{A_r} \quad (16-70)$$

$$\bar{y} = \frac{a_1^2 b_1/2 - (a_2 b_2/2)(a_1 - a_2/3)}{A_r} \quad (16-71)$$

یک مستطیل معادل با ارتفاع " a " و پهنای " b " به جای قسمت پنج وجهی جایگزین می شود:

$$a = 2 \bar{y} \quad (16-72)$$

$$b = A_r/a \quad (16-73)$$

برش ستونی و H_A و مومنتوم انتهایی واقع در بخش فوقانی، M_A ، با حل همزمان معادلات (16-74) و (16-75) بدست می آیند:

$$\begin{aligned} \frac{F_x r^2}{A_r E_r} + \frac{H_A r^3 K_2}{2 E_r I_{ry}} + \frac{H_A L^3}{3 E_{col} I_c} + \frac{M_A L^2}{2 E_{col} I_c} = 0 \\ \frac{12 M_t r}{E_r a^3 \ln(r_2/r_1)} + \frac{C_2 r (M_A - R e_c)}{E_r I_{rx}} + \end{aligned} \quad (16-74)$$

$$\frac{C_3 F_y r^3}{E_r I_{rx}} + \frac{H_A L^2}{2 E_{col} I_c} + \frac{M_A L}{E_{col} I_c} = 0 \quad (16-75)$$

که K_z و C_2 و C_3 به ترتیب ضرائب عددی آمده در جداول 16-6، 16-8، و 16-9 می باشند.

جدول 16-7 خواص پیچیدگی مقطع عرضی سیلوی مستطیلی را نشان می دهد.

برای طراحی کردن، مقادیر مربوط به نیروی عمودی، برسی، گشتاور و مومنتوم خمشی در تیر حلقوی، در نقاط مختلف مورد نیاز است. جداول 16-10 و 16-10 A معادلات مومنتوم خمشی و گشتاور عمودی را در مکانهای مختلف نسبت به ستونها و به صورت زاویه ای، ارائه می دهد. جدول 16-11، در دو موقعیت مقادیر مربوط به فشار

محوری، مومنتوم خمشی و برشی افقی را نشان می دهد

مومنتوم WSD در پایه ستون به قرار زیر است:

$$M_B = M_A + H_A L \quad (16-76)$$

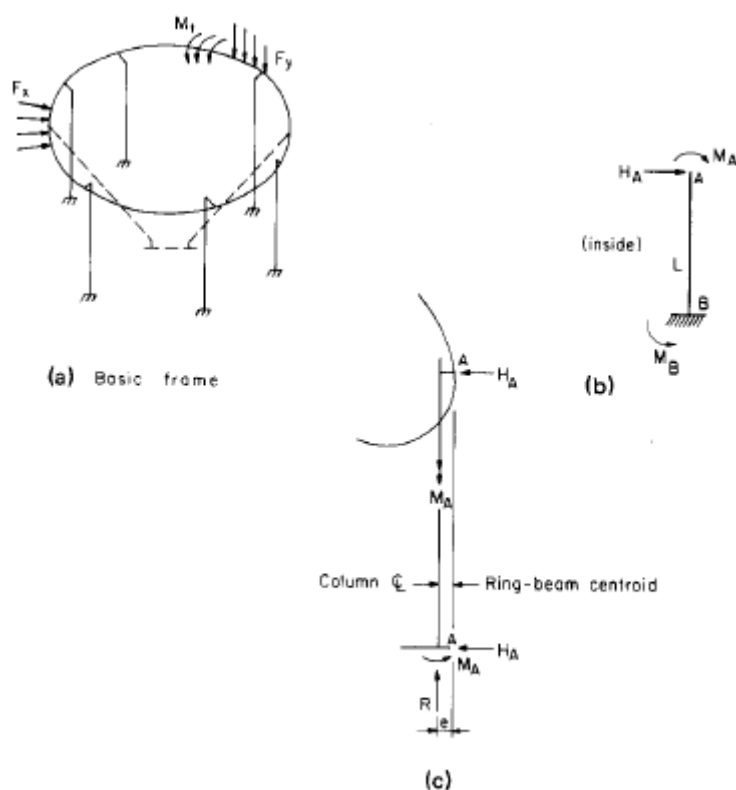


Fig. 16-25

برای مومنتوم USD، مقادیر نیروهای و مومنتوم هایی که از طریق معادلات پیشرو بدست می آیند را باید در فاکتور K_L ضرب کرد. در تمام معادلات بالا، از واحد های ثابتی باید استفاده کرد. مثلاً واحد F_x پوند بر فوت، واحد M_t ، فوت - پوند بر فوت، واحد r و h_c و A و b فوت، واحد I فوت به توان 4، واحد E پوند بر مربع فوت، واحد A مربع فوت در واحد m_T ، فوت در پوند است.

$$F_x = \text{lb/ft}; M_t = \text{ft-lb/ft}; \\ r, h_c, a, \text{ and } b = \text{ft}; I = \text{ft}^4; E = \text{lb/sq ft}; A = \text{sq ft}; \text{ and } \\ M_T = \text{ft-lb}.$$

113-13-16- طراحی ستون

بحث بار زنده در سیلوهایی مهار می شوند یا قسمت های تحتانی سیلو نسبت به بار مرده قابل توجه تر است. هرگاه بعد از مدت زمان طولانی که تحت بار کامل باشد، بار برداری شود، به صورت افقی، چنین ستونهایی ترک می خورند. برای به حداقل رساندن چنین ترکی، آقایان LiPnitsxi و Abramovitch که برای محدوده بالایی بخش مسطح شده عمودی، مقدار 1/5 درصد در نظر بگیریم. نویسندگان از محدوده 2 درصد استفاده می کنند مگر آنکه تحت بار گذاری طولانی مدت از طریق تحلیل رفتار بتون، محدوده بالاتری قابل توجیه باشد.

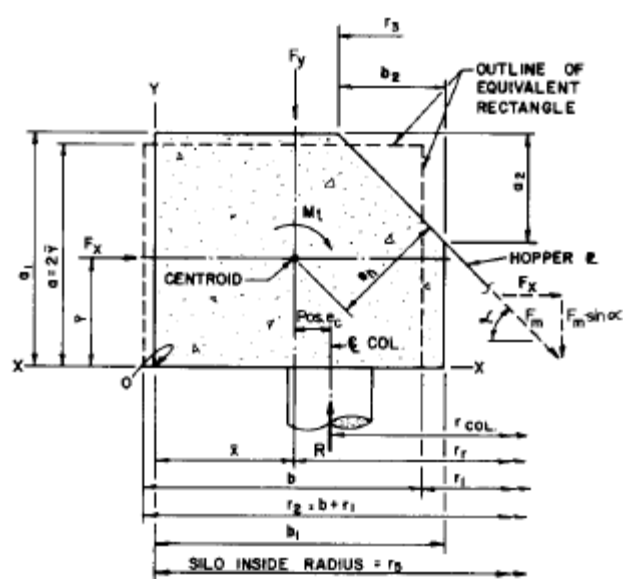


Fig. 16-26 Ring-beam cross section.

TABLE 16-6 Numerical Coefficients K_2

Number of Supports	K_2
4	.012159
6	.003364
8	.001387
10	.000701
12	.000404

full loading, such columns may crack horizontally. To minimize such cracking, Lipnitski and Abramovitch¹⁶⁻²² suggest 1.5% for the upper limit of vertical reinforcing. The authors use a 2% limit unless a higher limit can be justified by analysis of the concrete behavior under long-term load.

TABLE 16-7 Torsional Properties of Rectangular Cross Sections

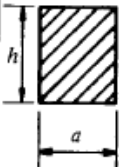
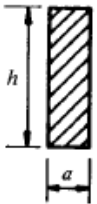
Section	Torsional Constant $\text{in}^4, (\text{cm})^4$	Torsional Section Modulus $\text{in}^3, (\text{cm})^3$	Points of Max. Shear Stresses $\text{lb/in}^2 (\text{kg/cm}^2)$	Values of Coefficients α, β, δ			
	$K = \alpha a^4$	$Z_t = \beta a^3$	Middle of Long Sides $\tau_{\max} = \frac{T}{Z_t}$	$m = \frac{h}{a}$	σ	β	δ
			Middle of Short Sides $\tau = \delta \times \tau_{\max}$	1.0	0.140	0.208	1.00
			At Corner $\tau = 0$	1.5	0.294	0.346	0.859
				2.0	0.457	0.493	0.795
				3.0	0.790	0.801	0.753
				4.0	1.123	1.150	0.745
	$K = \frac{(m - 0.63) a^4}{3}$	$Z_t = \frac{(m - 0.63) a^3}{3}$	All Points on Long Side except Corners $\tau_{\max} = \frac{T}{Z_t}$	6.0	1.789	1.789	0.743
			Middle of Short Sides $\tau = 0.74 \times \tau_{\max}$	8.0	2.456	2.456	0.742
				10.0	3.123	3.123	0.742

TABLE 16-8 Values of Factor C_2

λ	Number of Equally-Spaced Columns				
	4	6	8	10	12
1.0	0.785	1.047	1.341	1.645	1.954
1.1	0.800	1.056	1.347	1.650	1.959
1.2	0.814	1.065	1.354	1.656	1.963
1.3	0.828	1.074	1.361	1.661	1.967
1.4	0.842	1.091	1.367	1.666	1.972
1.5	0.857	1.092	1.374	1.671	1.976
1.6	0.871	1.102	1.381	1.677	1.981
1.7	0.885	1.111	1.388	1.628	1.985

$\lambda = E_r I_{rx} / G K$, which K = torsion constant from Table 16-7

$\theta_2 = C_2 r M' / E_r I_{rx}$

14-16 طراحی و جزئیات مربوط به انبارهای بتنی مسطح شده

انبارهای ممکن است به صورت مجزا یا گروهی و به شکل مربعی، مستطیلی، دایروی یا چند ضلعی باشند.

(شکل 2-16) انبارها ممکن است نسبت به یکی از محورهای مختصات یا هر دوی آنها و مطابق با مکان دهانه تخلیه

، متقارن یا نامتقارن باشند. انبارهای دایروی (مدور)، معمولاً قسمت تحتانی مخروطی شکلی دارند و هر یک از

دهانه های تخلیه آنها گرد است. انبارهای مستطیلی معمولاً، قسمت های تحتانی هرمی شکل، یا یک یا بیشتر از دهانه تخلیه مربعی، دایروی یا کشیده شده می باشند.

قسمت های تحتانی تخت به ندرت مورد استفاده قرار می گیرند، زیرا بار مرده نا مطلوب که ذخیره شده است، راندمان جریان یافتن مواد را می کاهش دهد. هر چند، این عیب از طریق پر کردن بتن به صورت قیفی شکل قابل رفع است.

یک انبار می تواند فقط شامل بخش قیفی شکل مخروطی یا هرمی باشد و دیوارهای عمودی نداشته باشد. در این حالت یک تیر پیوسته افقی در طول لبه بالایی برای مهار کردن به کار می رود و در برابر نیروهای افقی و عمودی که توسط پوسته بخش قیفی شکل ایجاد می شود، مقاومت می نماید.

TABLE 16-9 Values of Factor C_3

λ	Number of Equally-Spaced Columns				
	4	6	8	10	12
1.0	.0191	.00353	.00117	.000496	.0002417
1.1	.0200	.00371	.00122	.000510	.0002509
1.2	.0210	.00389	.00128	.000524	.0002601
1.3	.0219	.00407	.00134	.000538	.0002693
1.4	.0229	.00425	.00139	.000553	.0002785
1.5	.0238	.00442	.00145	.000567	.0002877
1.6	.0248	.00460	.00151	.000581	.0002969
1.7	.0257	.00478	.00156	.000595	.0003061

$$\lambda = E_f I_{rx} / G K, \quad \theta_3 = C_3 F_y r^3 / E_f I_{rx}$$

به طور کلی انبارها نیاز به سطحی محافظ دارند تا در برابر سایش ایجاد شده از مواد که به مرور اتفاق می افتند، مقاومت نمایند. معمولاً، فقط در قسمت تحتانی شیبدار، آستر زدن ضروری به نظر می رسد زیرا در این قسمت، سطوح بیشترین مقدار سایش و ضربه را دارند.

16-14-1 بارها و نیروها

انبارها برای بارهایی طراحی می شوند که از طریق مواد ذخیره شده اعمال می شوند. این بارها به دلیل وزن مواد، وزن تجهیزات و سکوهای حمل شده بازسازی ایجاد می شوند.

شاید نیاز باشد اثرات ناشی از زمین لرزه، باد، بارهای ناشی از بام و فشار را نیز لحاظ کنیم.

فشارهای ناشی از مواد که بر روسی دیوارهای انبار و قسمت های تحتانی آن وارد می شوند را می توان از طریق

روش ACI 313-77 تعیین کرد در این حالت به جای سیلو ها، انبارها را جایگزین می کنیم (و از محدودیت نسبت

ارتفاع به پهنا صرف نظر می نماییم)،

TABLE 16-10 Equations for Vertical Bending Moment at Angle θ from Support. (+ = Compression Top)

No. of Supports	Equation
4	$M = M'(\frac{1}{2} \sin \theta + \frac{1}{2} \cos \theta) - F_y r^2(1-0.7854 \sin \theta - 0.7854 \cos \theta) + M_T r$
6	$M = M'(\frac{1}{2} \sin \theta + 0.866 \cos \theta) - F_y r^2(1-0.5236 \sin \theta - 0.9069 \cos \theta) + M_T r$
8	$M = M'(\frac{1}{2} \sin \theta + 1.207 \cos \theta) - F_y r^2(1-0.3927 \sin \theta - 0.9481 \cos \theta) + M_T r$
10	$M = M'(\frac{1}{2} \sin \theta + 1.539 \cos \theta) - F_y r^2(1-0.3142 \sin \theta - 0.9669 \cos \theta) + M_T r$
12	$M = M'(\frac{1}{2} \sin \theta + 1.866 \cos \theta) - F_y r^2(1-0.2618 \sin \theta - 0.9770 \cos \theta) + M_T r$

$$M' = M_A - Re_c$$

TABLE 16-10A Equations for Torque at Angle θ from Support

No. of Supports	Equation
4	$T = M'(\frac{1}{2} \cos \theta - \frac{1}{2} \sin \theta) + F_y r^2(\theta - 0.7854 \sin \theta + 0.7854 \cos \theta - 0.7854)$
6	$T = M'(\frac{1}{2} \cos \theta - 0.866 \sin \theta) + F_y r^2(\theta - 0.9069 \sin \theta + 0.5236 \cos \theta - 0.5236)$
8	$T = M'(\frac{1}{2} \cos \theta - 1.207 \sin \theta) + F_y r^2(\theta - 0.9481 \sin \theta + 0.3927 \cos \theta - 0.3927)$
10	$T = M'(\frac{1}{2} \cos \theta - 1.539 \sin \theta) + F_y r^2(\theta - 0.9669 \sin \theta + 0.3142 \cos \theta - 0.3142)$
12	$T = M'(\frac{1}{2} \cos \theta - 1.866 \sin \theta) + F_y r^2(\theta - 0.9770 \sin \theta + 0.2618 \cos \theta - 0.2618)$

$$M' = M_A - Re_c$$

TABLE 16-11 Summary of Axial Force (Thrust), Shear and Horizontal Bending Moment in Ring-Beam

Number of Supports	Location	Compressive Thrust	Shear		Horizontal Bending M.
			Vertical	Horizontal	
4	Support	$F_x r$	$0.7854 F_y r$	$H_A/2$	$-0.1366 H_A r$
	Midspan	$F_x r$	0	0	$0.0705 H_A r$
6	Support	$F_x r$	$0.5236 F_y r$	$H_A/2$	$-0.455 H_A r$
	Midspan	$F_x r$	0	0	$0.0451 H_A r$
8	Support	$F_x r$	$0.3927 F_y r$	$H_A/2$	$-0.773 H_A r$
	Midspan	$F_x r$	0	0	$0.0333 H_A r$
10	Support	$F_x r$	$0.3142 F_y r$	$H_A/2$	$-1.092 H_A r$
	Midspan	$F_x r$	0	0	$0.0265 H_A r$
12	Support	$F_x r$	$0.2618 F_y r$	$H_A/2$	$-1.410 H_A r$
	Midspan	$F_x r$	0	0	$0.0220 H_A r$

در این حالت می توان از روش Ranxine نیر بهره برد و یا از مطالبی که پیشتر بیان شد استفاده کرد تئوری Ranxine چون بر پایه مفروضاتی است که ان مفروضات به طور کامل بررسی نشده و نیز چون از شرایط مرزی صرف نظر می کند که چندان دقیق نمی باشد.

از نیروهای اصطکاک کی بر روی دیوارها صرف نظر می شود و فرض می شود که فشارهای اعمالی به سطح، عمودی باشند.

اگر سطح بالایی مواد ذخیره شده به صورت افقی باشد خواهیم داشت:

فاشر واحد استاتیکی عمودی در عمق Y زیر سطح می شود:

$$q = \gamma Y \quad (16-77)$$

فشار واحد استاتیکی افقی در عمق Y می شود:

$$p = k \gamma Y$$

where $k = (1 - \sin \rho)/(1 + \sin \rho)$. (16-78)

که در آن $k = (1 - \sin \rho)(1 + \sin \rho)$

فشار استاتیکی واحد که بر یک سطح شیبدار در عمق Y عمود باشد می شود:

$$q_{\alpha} = \gamma Y (\cos^2 \alpha + k \sin^2 \alpha) \quad (16-79)$$

اگر سطح مواد ذخیره شده ، در زوایه قرار گیری، شیبدار باشد، این مقدار به طور تقریبی برابر با P است (شکل 27-16)

16 رابینید)

فشار واحد استاتیکی که به صورت عمودی در عمق Y اعمال می شود خواهد شد:

$$q = \gamma (Y + a_0 \tan \rho) \quad (16-80)$$

فشار استاتیکی که به صورت افقی در عمق Y اعمال می شود خواهد شد:

$$p = \gamma Y \cos^2 \rho \quad (16-81)$$

فشار استاتیک واحد به سطح شیبدار دیوار بخش قیفی شکل، در عمق Y ، عمود است می شود:

$$q_{\alpha} = \gamma \cos^2 \alpha (Y + a_0 \tan \rho) + \gamma Y \cos^2 \rho \sin^2 \alpha \quad (16-82)$$

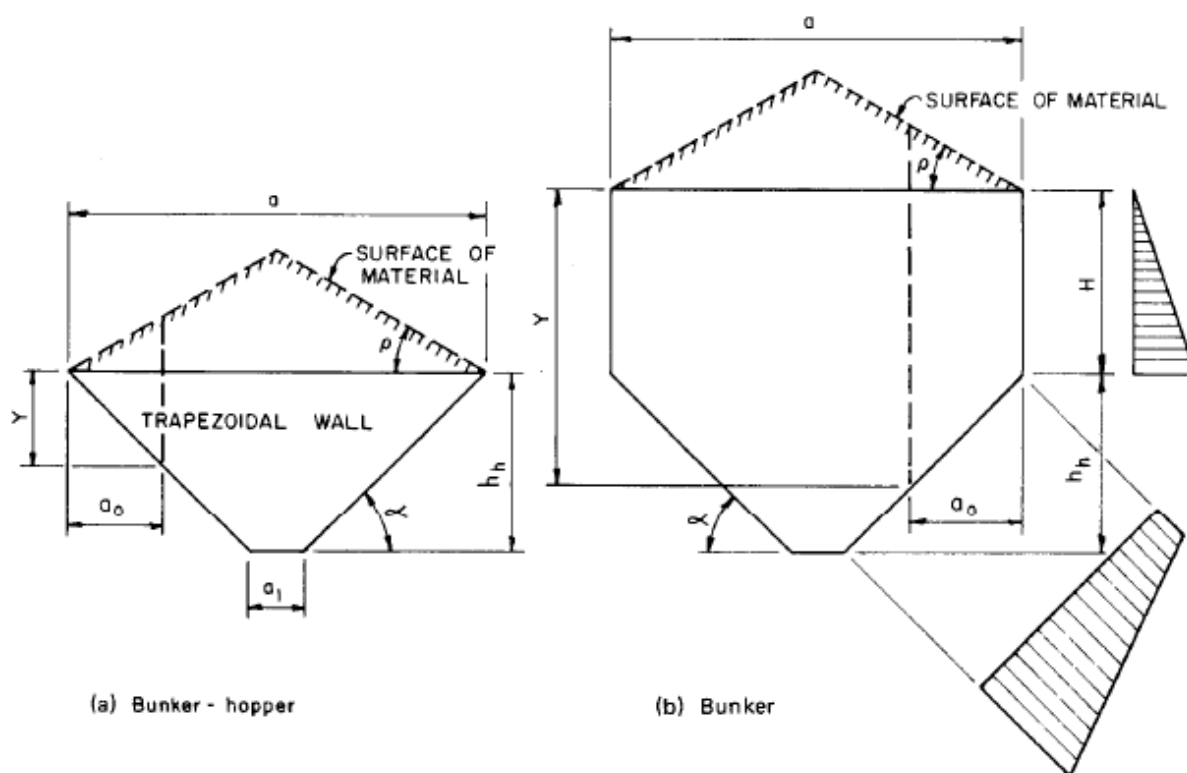


Fig. 16-27 Bunker and hopper dimensions.

(توجه: بسیاری از مهندسان، ترجیح می دهند که مقادیر P و q را از طریق روشهای ارائه شده مربوط به مقادیر طراحی سیلو ها محاسبه نمایند.

برای دیوارهای کوچک دوزنقه ای شکل، در بعضی اوقات ، استفاده از فشارهای متوسط، جواب خوبی می دهد. فشارهای متوسط روی لبه بالایی بخش دوزنقه ای شکل شیبدار و لبه پایینی آن به قرار زیر است: (a : لبه بالایی ، a_1 : لبه پایینی)

$$q_{\alpha, avg} = \frac{a(5q_{\alpha, top} + 4q_{\alpha, bot}) + a_1(q_{\alpha, top} + 2q_{\alpha, bot})}{6(a + a_1)} \quad (16-83)$$

در بخش دوزنقه ای شکل عمودی برای محاسبه فشار متوسط P_{ae} از معادله مشابه ای استفاده می شود اما مقادیر $q_{a, top}$ و $q_{a, bot}$ از طریق مقادیر P که از معادله (16-78) یا (16-81)

محاسبه می شود، جایگزین می گردند.

2-4-16 فشار های طراحی

فشارهای طراحی به قرار زیر می باشند:

$$p_{des} = C_d p \quad (16-84)$$

$$q_{des} = C_d q \quad (16-85)$$

$$q_{\alpha, des} = C_d q_{\alpha} \quad (16-86)$$

اگر انبار بصورت ناگهانی پر شود (مثلا انبار مرطوب) فشار قابل توجهی به قسمت تحتانی یا دیوارهای سبیدار انبار وارد می شود. از طرفی ، خارج کردن ناگهانی نیز باعث ایجاد اضافه فشار و فشاری بالاتر از مقدار فشار استاتیکی طراحی شده می گردد.

برای تمامی اعضای انبارها، فشار اضافی نیز باید لحاظ شود. اما برای انبارهایی که به دلیل پر کردن سریع، تحت فشار قابل توجهی اند، طراح باید حساس تر عمل کند: فشار استاتیکی در ضریب C_d ضرب شود یا فشار استاتیکی در یک فاکتور مربوط به ضربه مثل C_i ضرب گردد. (جدول 12-16 رابینید)

3-14-16 نیروهای وارده بر دیوار - انبارهای دایروی با قیف های مخروطی متقارن

نیروهای عمودی انبارهای دایروی، تحت تاثیر نیروهای کششی افقی قرار دارند. این نیروها ناشی از مواد ذخیره شده و غالباً باعث ایجاد خمش صفحه ای برش عمودی و نیروهای غشایی عمودی می گردند که این امر به رفتار تکیه گاه انبار ارتباط دارد.

نیروی کششی نهایی که به صورت حلقوی است در واحد پهنای دیوار عمودی به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$F_u = K_I p_{des} (D/2) \quad (16-87)$$

که در آن P_{des} از معادله (16-84) و نیز معادله (16-78) یا (16-81) محاسبه می شود. به این قیف مخروطی شکل، نیروهای کششی نهایی مورد نیاز در واحد پهنای به صورت زیر محاسبه می شوند:

TABLE 16-12 Values of Impact Coefficient C_I for Bunkers (by S.P. Abramovitsch, Ref. 16-22).

Ratio of Volume Dumped in One Load to Total Silo Capacity		1:2	1:3	1:4	1:5	1:6 and Less
Impact factor C_I	Concrete bottom	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
	Steel bottom	1.75	1.60	1.5	1.3	1.25

$$F_{mu} = K_I \left[\frac{q_{des} D}{4 \sin \alpha} + \frac{W_I}{\pi D \sin \alpha} \right] + K_g \left[\frac{W_g}{\pi D \sin \alpha} \right] \quad (16-88)$$

Horizontal:

$$F_{tu} = K_t \left[\frac{q_{\alpha, des} D}{2 \sin \alpha} \right] \quad (16-89)$$

در معادلات بالا، q_{des} و q_{des} با استفاده از معادلات (16-77) تا (16-86) که در این بخش آمده اند محاسبه می شوند.

16-14-4 نیروهای وارده بر دیوار – انبارهای مستطیلی و قیف های هرمی شکل متقارن

دیوارهای عمودی انبارهای مستطیلی، تحت تاثیر نیروهای کششی غشائی افقی و خمشی دو جهته و با توجه به رفتار تکیه گاه به کار گرفته شده دائما متأثر از خمشی درون صفحه ای، برش عمودی و نیروهای غشایی عمودی می باشند. نیروهای کششی افقی نهایی در واحد پهنای دیوار عمودی به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F_{au} = K_1 p_{des} (b/2) \quad (16-90)$$

$$F_{bu} = K_1 p_{des} (a/2) \quad (16-91)$$

که P_{des} از معادله (16-84) یکی از معادلات (16-78) یا (16-81) بدست می آید.

مومنوم های خمشی روش USD در قاب مستطیلی را می توان با استفاده از جداول منتشر شده توسط انجمن سیمان پرتلند محاسبه کرد. این جداول توسط آقایان Lipnitski، Fisher و Abramovitch ارائه شدند. با ضرب اعداد این جداول در فاکتورهای مناسبی از بار یعنی فاکتور K، در روش USD نیز قابل استفاده اند.

وقتی انبار ها به طور پیوسته مهار نشوند، دیوارهای عمودی، نیروهای کششی عمودی و خمشی درون صفحه یا خواهند داشت. علت این امر به این دلیل است که این دیوارها در نقش تیرهای افقی ظاهر می شوند و بارهای عمودی را به تکیه گاه ها انتقال می دهند.

در جاهائیکه دیوارهای شیبدار با دیوارهای عمودی یکپارچه باشند، هر دو تای اینها تأثیری همانند تیر را خواهند داشت. خمشی درون صفحه ای، باید در انبارهایی با دیوار دوزنقه که دیوار عمودی ندارند مورد توجه باشد.

علاوه بر خمش درون صفحه ای یا تاثیر داشتن دیوارهای عمودی در تحمل خمش عمودی، دیوارهای شیبدار قسمت قیفی هرمی شکل، تحت تأثیر نیروهای کششی غشایی اریب و افقی، F_t ، F_m و نیز مومنتوم خمشی دو طرفه قرار دارند. برای قیف های متقارن، نیروهای نهایی به صورت زیر قابل محاسبه اند:

$$F_{tau} = K_l \left(\frac{b}{2} \right) [q_{\alpha, b}]_{des} \sin \alpha_a \quad (16-92)$$

$$F_{tbu} = K_l \left(\frac{a}{2} \right) [q_{\alpha, a}]_{des} \sin \alpha_b \quad (16-93)$$

$$F_{mau} = \frac{K_l (c_a W_l + A_a q_{des}) + K_g c_a W_g}{a \sin \alpha_a} \quad (16-94)$$

$$F_{mbu} = \frac{K_l (c_b W_l + A_b q_{des}) + K_g c_b W_g}{b \sin \alpha_b} \quad (16-95)$$

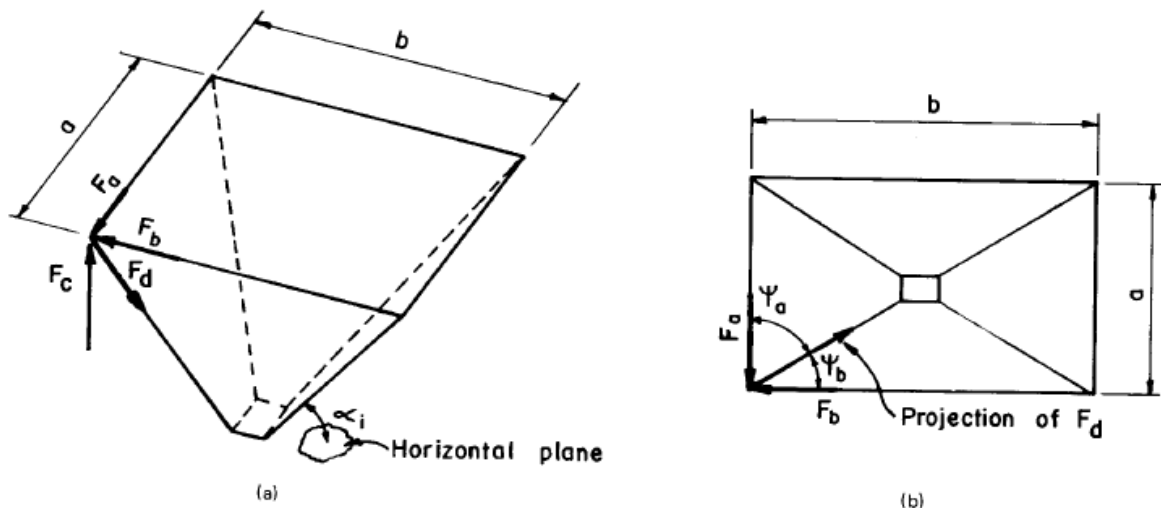


Fig. 16-28 Corner forces in pyramidal bunker-hopper.

مقادیر مومنتوم خمشی که از روش WSD بدست می آیند را می توان با استفاده از جداول 16-4 و 16-5 و معادلات (16-63) و (16-83) محاسبه کرد. این مومنتوم ها را با ضرب K_L ، می توان به مومنتوم نهایی تبدیل کرد. برای قیف های نامتقارن به مراجع 16-12، 16-31 و 16-32 رجوع کرد.

5-14-16 خمش درون صفحه ای و ترکیب دیوارهایی اریب و عمودی اغلب، مهندسان، خمش درون صفحه ای و ترکیب دیوارهای اریب و عمودی را نادیده می گیرند.

نویسندگان این احساس را دارند که تنها زمانی که اثراشان نا چیز باشد، در نظر گرفته نمی شوند و متأسفانه، تحلیل آنها پیچیده است و تقویت های زیادی جایگزین روشهای منطقی شده است.

وقتی که یک انبار قیفی ساده داشته باشیم، که دیوار عمودی نداشته باشد، دیوار دوزنقه ای را می توان همانند تیر ساده های در نظر گرفت که از یک تیکه گاه تا تیکه گاه دیگر امتداد دارد و نیروهای درون صفحه ای، F_{mu} ، را حمل می کند و از معادله (16-94) یا (16-95) محاسبه می شود. گشتاور خمشی حاصل از روش USD در خط مرکزی، و مربوط به دیوار "a" خواهد شد:

$$M_u = F_{mau} a^2 / 8 \quad (16-96)$$

نیروی کششی (در واحد عض دیوار) که برای خمش درون صفحه ای محاسبه می شود باید به نیروی غشایی F_{tau} اضافه شود و مسطح کردن را باید برای نیروی ترکیبی با مومنتوم خمشی M_{xu} در نظر گرفت.

لبه بالایی دیوار دوزنقه ای شکل، به دلیل مومنتوم خمشی M ، تحت تاثیر فشار قرار می گیرد، اما این نیروی فشاری با لحاظ کردن تعادل نیروها در گوشه، دقیق تر تخمین زده میشود با رجوع به شکل 16-28، نیروی عمودی F_c با نیروی کششی F_d در محل تقاطع دیوارهای "a" و "b" و نیروهای فشاری F_a و F_b در لبه های بالایی دیوارها، در حال تعادل است.

$$F_d = F_c / \sin \alpha_i \quad (16-97)$$

که α_i زاویه بین صفحه افقی و خط تقاطع دیوار است

$$F_a = F_c \cot \alpha_i \cos \Psi_a \quad (16-98)$$

$$F_b = F_c \cot \alpha_i \cos \Psi_b \quad (16-99)$$

که ϕa و ϕb زوایای بین تصویر افقی Fd در لبه های " a " و " b " می باشند.

با ضرب این نیروها در فاکتور های مربوط به بار که باید به درستی انتخاب شوند، مقادیر نهایی نیرو یعنی $Fa u$ و

Fbu را خواهیم داشت فرض می کنیم این نیروهای فشاری نهایی، به یک نوار باریک (با پهنای حداکثر $\frac{1}{10}$ طول لبه)

نزدیک لبه بالایی یا در صورت وجود، به تیر موجود در لبه، اعمال شوند. اگر بین صورت فرض کنیم، نیروی

غشایی با نیروی کششی F_{tu} ترکیب می شود. آن نوار مربوط به لبه بالایی، باید مومنتوم های خمشی M_{yu} را به دلیل

بار فشاری عمودی تحمیل نماید. اگر تیر موجود در لبه بالایی، به کار رود، علاوه بر نیروی فشاری، (F_{bu} یا F_{au}) که

در شکل 16-28 نشان داده شده است) بخشی از نیروهای کششی F_{tau} و F_{tbu} را که مربوط به پوسته قیفی شکل

است تحمل می نماید. علاوه بر آن، تیر به کار رفته در لبه، برش و خمش عمودی، برش و خمش افقی (اگر دیوار

اریب با تیر در یک مرکز نباشند) و پیچش را تحمل خواهد کرد. فولاد اضافی بکار رفته که نیروی F_{du} را تحمل

می نماید باید به صورت موازی با محل تقاطع دیوارهای اریب قرار گیرد.

وقتی عمق دیوار عمودی از نصف فاصله از یک ستون به ستون دیگر بیشتر شود، میزان تأثیر دیوار اریب در مقاوت

خمشی در صفحه عمودی را معمولاً در نظر نمی گیرند.

در این حالت، فرض می شود دیوارهای تمام بارهای عمودی (بار مرده، بار زنده و بار فشاری) را از انبار و بخش

قیفی شکل، به ستونها، انتقال می دهند.

16-14-6- عملیات پیشنهاد شده برای طراحی انبارهای قالب گیری شده در محل عملیات زیر برای طراحی انبارهای

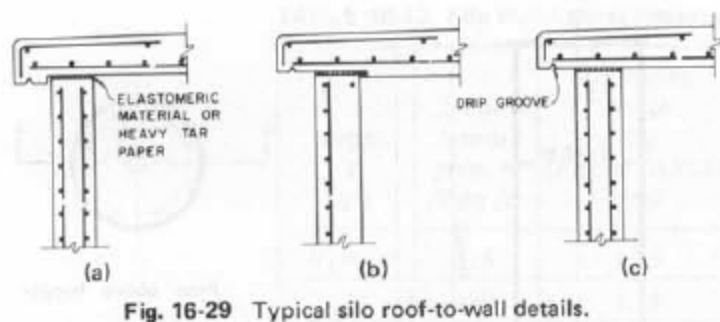
قالب گیری شده در محل، پیشنهاد می گردد:

1- خواص موادی که قرار است ذخیره شود را تعیین کنید.

2- مجموعه مهار کننده و اندازه انبار را برآورد کنید. (در ابتدا، ضخامت دیوار را می توان معادل با $\frac{1}{25}$ فاصله

دو تکیه گاه در نظر گرفت اما نباید از 6 اینچ کمتر شود. هم برای قیف ها و هم برای دیوارهای عمودی

- 3- داده های هندسی لازم را تعیین کنید - زاویه دیوارهای اریب، مرکز ثقل مواد و غیره
- 4- فشارهای طراحی مواد دانه لانه را بر روی دیوارها و قسمت تحتانی تعیین نمایید اگر اثر دینامیکی لازم به در نظر گرفتن است، آنرا لحاظ نمایید. دیاگرام های فشاری را بکشید
- 5- نیروهای کششی را در تمام دیوارهای عمودی و اریب تعیین نمایید
- 6- مومنتوم های خمشی را که به علت خمش موضعی ایجاد می گردند تعیین نمایید.
- 7- نیروهای برشی و مومنتوم هایی را که به دلیل خمش درون صفحه ای رخ میدهند تعیین کنید.
- 8- اجزای انبار را طراحی کنید:
- (a) ضخامت و میزان مسطح کردن را مشخص کنید.
- (b) پهنای ترک را چک کنید. ضخامت، اندازه تیر، فضای مورد نیاز تیر را اصلاح نمایید تا مطمئن شوید که پهنای ترک از محدوده قابل قبول زیادتر نگردد.



15-16 سقف های سیلو های و انبارها

سقف های بتونی سیلو، یا به صورت میخ پرچ به دیوار متصل می شوند و یا به صورتی مهار شوند که اجازه انبساط و انقباض و حرکتی را زمین لرزه با تغییر دمایی و یا به دلیل سایر نیروهای جانبی، داشته باشند.

برای سقفی که به صورت آزادانه شناور است، تمهیداتی باید در نظر گرفت تا مقدار حرکت در حد قابل قبول باشد.

این تمهیدات ممکن است شامل ثابت کردن بام در یک مکان داخلی با استفاده از پین های برشی بین سقف و دیوارها، زنجیری معکوس که مسطح کردن دیوار خارجی کمی فاصله داشته باشد یا یک تکه ای ضخیم که با سطح

داخلی کمی فاصله دار باشد صورت می گیرد. دو روش آخری توسط شکل های 16-29 (a) و (b) نشان داده شده اند. اغلب بام ها یک سیلو به دیوار ثابت می شوند.

ثابت کردن تمام بام گروهی از سیلوی بزرگ که قالب بندی می شوند، مسائل جدی انبساط و انقباض را در پی خواهد داشت. پس، در چنین مواردی، بام معمولاً به بخش های مستقلی تقسیم می گردد و در بین این بخشها اتصالات قابل انبساطی وجود دارد و یا به سادگی قابل کنترل است.

تیرهای فولادی، در صورت به کار گرفته شدن، که معمولاً با سکوی قالب گیری شده همراه اند، به عنوان قسمت تحتانی بام عمل می کنند.

هر گاه یک انبار به صورت ثابت شکل گیرد و سقفی بتنی داشته باشد، سقف معمولاً به دیوار میخ پرچ شده یا ثابت می شود تا مهار جانبی را برای قسمت بالایی دیوار ایجاد نماید.

در این وضعیت، سقف تحت تاثیر ترکیبی از کشش و خمش قرار دارد. اگر مقدار کشش قابل توجه باشد، در طراحی سقف باید لحاظ گردد.

16-6 فونداسیون های سیلو ها و انبارها

بخش 5 این کتاب، مربوط به انتخاب نوع فونداسیون و روشهای طراحی است.

این بخش فقط به ارائه مطالبی می پردازد که مختص فونداسیون های سیلو و انبار است.

بارهایی که می بایست لحاظ شوند به قرار زیرند:

1- بار مرده – وزن ساده، تجهیزات و گودبرداری مهارشده (در صورت موجود بودن)

2- بار زنده – وزن کامل مواد ذخیره شده و برف – فشار اضافی بر روی فونداسیون سیلو تأثیر ندارد.

3- باد

4- زمین لرزه



Fig. 16-30 Around-the-clock slipforming of cement storage silos, Portland, Colorado. (Courtesy of Ideal Cement Co.)

ترکیب بارهایی که در طراحی فونداسیون برای استحکام، پایداری و فشار واکنشی باید لحاظ شود به قرار زیر است:

ترکیب بارهایی که در طراحی فونداسیون برای استحکام پایداری و فشار واکنشی باید لحاظ شود به قرار زیر است:

1- بار مرده + بار زنده (تمام سیلوها پر هستند)

2- بار مرده + زنده (تمام سیلوها پراند) + زمین لرزه

3- بارگذاری نامتقارن گروه های سیلو یا انبار

4- بارگذاری نامتقارن گروه های سیلو یا انبار، فرض کنید نصف سیلوها پر و نصف دیگر سیلوها خالی باشند.

(a) بار مرده + بار زنده

(b) بار مرده + زنده + باد یا زمین لرزه

5- بار مرده + زنده در تمام سیلوها به جز یکی اند آنها که یک سیلوی خالی باشد. [ممکن است برای بحث خمش

فونداسیون کنترل شود]

قالب بندی کردن امری است که با سازه به خوبی وفق داده شده است. (شکل 30-16 را ببینید)

ضروری به نظر می رسد که با در نظر گرفتن مشخصات سازه های قالب بندی شده، مشکلات خاص قالب بندی کردن سیلو را خواهیم داشت. معمولاً مشخصه های رایج مربوط به سازه بتنی مسطح شده، برای قالب بندی، مناسب نیستند.

در محدوده ناحیه فشار و تقریباً 3 فوت زیر آن، تیرهای افقی باید در طول ساخت و ساز، به صورت عمودی مسطح گردند. قرار دادن تیرهای تسمه ای شکل مستقیماً بر روی بتن خیس، منجر به عدم رعایت دقت در فضای مورد نیاز و پوشاندن تیر از بتن می گردد و به خصوص زمانی که از دستگاه ویبره استفاده شود.

نیز قرارگیری تیر به صورت کامل، وابسته به تجهیزات پرکننده بتون درون قالب می باشد.

در طول قالب بندی کردن، بازرسی دور تا دور و به طور پیوسته پیشنهاد می گردد. بازرسی باید توسط مهندس و یا شخص شایسته ای صورت گیرد که توسط مهندس انتخاب شده است. بازرسی پیوسته، امری مطلوب است زیرا کاری که قرار است مورد بازرسی قرار گیرد به سرعت پوشیده می شود و دیگر جای جبرانی باقی نمی ماند. بازرسی مربوط به موقعیت عمودی مسطح سازی افقی و طول بتن ریزی امری مهم می باشد.

16-18 معادله و اعداد جدول داخل پرانتز در سمت راست، به معادلات و جداول داخل متن مربوطند

مثال 1-16: شکل 31-16 ابعاد اصلی یک سیلوی مدور را برای انباری که برای ذخیره سازی زغال سنگ تمیز به کار می رود، نشان می دهد. قیف مخروطی شکلش، با 8 ستون 4 گوش که با دیوارهای پایینی یکپارچه اند، مهار می شود. بار کلی بام (یعنی بار مرده، بار زنده و تجهیزات) 2000 پوند بر فوت است. دیوارهای و قیف را طراحی کنید، مقدار f_c را 4000 P_{si} و مقدار f_y را 60000 P_{si} در نظر بگیرید. (40000 P_{si} را برای قیدها و ساپوریت های فلزی در نظر بگیرید) و فرض کنید که دیوارهای سیلو قاب گیر خواهند شد. حداکثر پهنای ترک قابل قبول 0/01 اینچ است.

حل: برای زغال سنگ تمیز از جدول (1-16) داریم:

$$\gamma = 50 \text{ pcf}; \rho = 35^\circ; \mu' = 0.50 \quad (\text{جدول 16-1})$$

برای استفاده کردن مقادیر RK در معادله جانسن، R و K به صورت زیر حساب می شوند:

$$k = (1 - \sin 35^\circ) / (1 + \sin 35^\circ) = 0.271$$

$$R = D/4 = 40/4 = 10.0 \text{ ft} \quad (16-3)$$

برای منحنی فاشر طراحی جانبی:

$$H_1 = D \tan \rho = 28 \text{ ft}$$

$$(H - H_1)/4 = (120 - 28)/4 = 23.0 \text{ ft}$$

در فوت 120، y با استفاده از معادله جانسن (16-2) داریم.

$$p = \frac{\gamma R}{\mu'} [1 - e^{-\mu' k Y/R}]$$

$$= \frac{50 \times 10}{0.50} [1 - e^{-(0.5 \times 0.271 \times 120/10)}]$$

$$= 803 \text{ lb/sq ft (psf)}$$

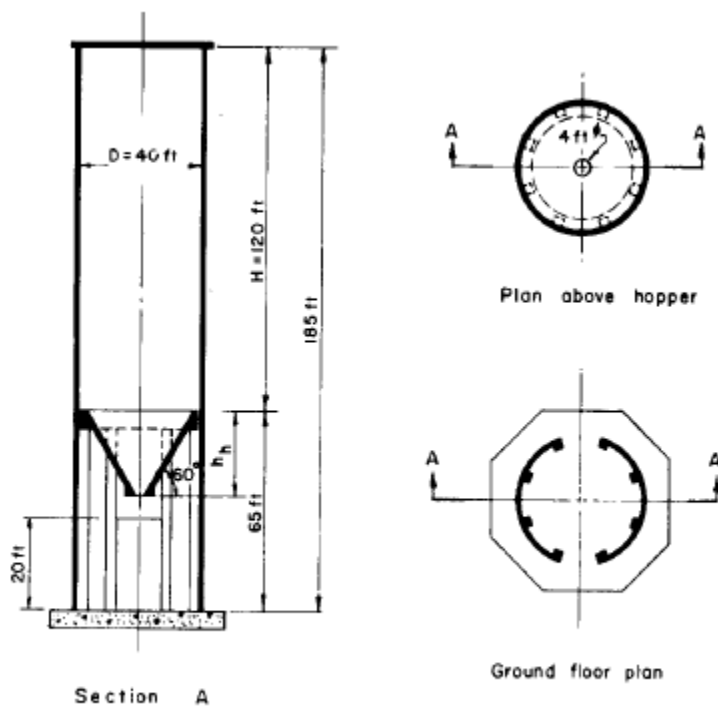


Fig. 16-31 Silo for Example 16-1.

از جدول 16-2، C_d در قسمت تحتانی برابر با 1/75 می گردد:

$$p_{des} = C_d p = 1.75 \times 803 = 1405 \text{ psf} \quad (16-18)$$

فاشر عمودی در فوت $y = 120$ می‌و شد:

$$q = p/k = 803/0.271 = 2960 \text{ psf}$$

در قیف مخروطی شکل در عمق $y = 130 \text{ ft}$ ، $D = 27/5 \text{ ft}$ ، $P = 828 \text{ psf}$ ، $q = 3050 \text{ Bf}$ و از جدول 16-2 c_d برابر با $1/35$ است:

$$\begin{aligned} p_{des} &= 1.35 \times 828 = 1120 \text{ psf} \\ q_{des} &= 1.35 \times 3050 = 4120 \text{ psf} \\ q_{\alpha, des} &= 1.120 \sin^2 60^\circ + 4120 \cos^2 60^\circ = 1870 \text{ psf} \end{aligned} \quad (16-17)$$

به طور مشابه، فشارهای طراحی در اعماق مختلف محاسبه می‌شوند و در جدول 13-16 آمده‌اند:

طراحی دیوار سیلو:

نیروهای دیوار و سطوح تسمه فولادی در $y = 120 \text{ ft}$ می‌شوند:

$$F_u = 1.7 \times 1406 \times 20 = 47,800 \text{ lb/ft} \quad (16-26)$$

$$\text{Reqd } A_s = 47,800 / (0.90 \times 60,000) = 0.89 \text{ sq in./ft}$$

$$\text{Try \#6 bars @ } 5 \frac{1}{2} \text{ in. c/c.} \quad (16-27)$$

$$\begin{aligned} h_{\min} &= \left[\frac{0.0003 \times 29 \times 10^6 + 24,000 - 8 \times 400}{12 \times 24,000 \times 400} \right] \frac{803 \times 40}{2} \\ &= 4.12 \text{ in.} \end{aligned} \quad (16-28) \quad (16-28)$$

فرض کنید $h = 8 \text{ in}$ باشد تنش فاشری عمودی در فونداسیون را چک کنید.

بارهای عمودی

$$185 \times 150 \times 8/12 = 18,500 \text{ lb/ft} \quad \text{وزن دیوار} = 185$$

$$V_{des} \text{ (at } Y = 120) = (50 \times 120 - 0.8 \times 2,960) (10.0)$$

$$= 36,300 \text{ lb/ft} \quad (16-16, 16-22) \quad \text{اصطکاک}$$

$$2000 \text{ lb/ft (treat as live load)} \quad \text{بام}$$

$$F_{u,vert} = 1.4(18,500 + 1.7(38,300)) = 90,900 \text{ lb/ft}$$

$$f_{c,vert} = 90,900/(12 \times 8) = 947 \text{ psi}$$

$$\text{permissible } F_{u,vert} = 0.385 \times 4000 \times 8 \times 12$$

$$= 147,800 \text{ lb/ft O.K. (16-30) (16-30)}$$

TABLE 16-13 Silo Wall Lateral Pressures and Hoop Reinforcing (Example 16-1)

Depth <i>Y</i> (ft)	Static lateral press. <i>p</i> (lb/sq ft)	Overpress. factor <i>C_d</i> (FROM TABLE 16-2)	Design lateral press. <i>p_{des.}</i> (lb/sq ft)	<i>F_u = 1.7r<i>p_{des.}</i> (k/ft)</i>	Required hoop Steel <i>A_s</i> (in. sq/ft)
<i>H</i> ₁ = 28	316	1.45	458	15.6	0.29
51	499	1.55	773	26.3	0.49
74	633	1.65	1,044	35.5	0.66
97	731	1.75	1,280	43.5	0.81
120	803	1.75	1,406	47.8	0.89

(فرض می شود که تمام بار عمودی قیف توسط ستون های 4 گوش حمل می شود)

پهنای ترک را در $y = 120 \text{ ft}$ چک کنید.

Check crack width at $Y = 120 \text{ ft}$:

$$F_{tot} = p_{des}D/2 = 28,120 \text{ lb/ft}; F_{st} = pD/2 = 16,060 \text{ lb/ft}$$

$$s_{cr} = (8 \times 12)(0.7)/5.14 = 13.1 \text{ in. (16-33)}$$

For short-term total load: (16-33)

بار کلی که به صورت کوتاه مدت باشد به صورت زیر حساب می گردد:

$$\psi_1 = 1 - 0.7 \left[\frac{0.8(8 \times 12)(285)}{28,120} \right] = 0.455$$

$$f_s = F_{tot}/A_s = 28,120/0.96 = 29,290 \text{ psi (16-34)}$$

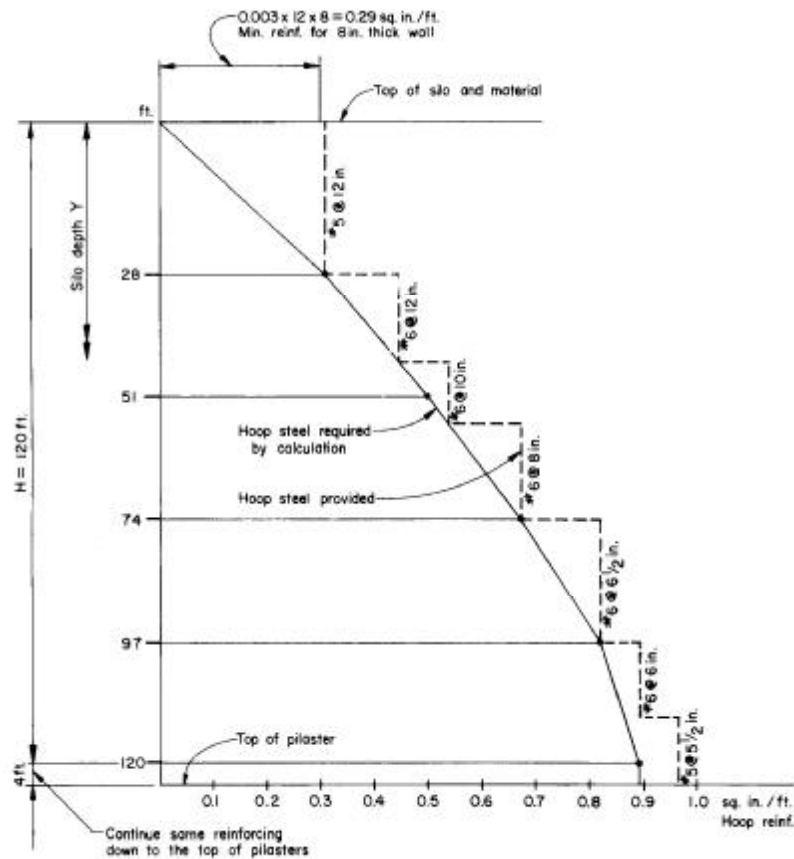


Fig. 16-32 Required and furnished hoop steel for silo walls (Example 16-1).

$$w_1 = (0.455 \times 13.1 \times 29,290) / (29 \times 10^6) = 0.00602 \quad (16-22)$$

به طور مشابه، بار استاتیکی کوتاه مدت می شود:

$$\psi_1 = 0.046; f_s = 16,730 \text{ psi}; w_2 = 0.0035 \text{ in.} \quad (16-34, 16-32)$$

$$\psi_1 = 0.523; w_3 = 0.00395 \text{ in.} \quad (16-35, 16-32)$$

پهنای کلی ترک:

$$w_{cr} = w_1 - w_2 + w_3 = 0.0096 < 0.010 \text{ in.} \quad (16-31)$$

پهنای ترک در چندین سطح چک شد و مورد تأیید قرار گرفت. از دیوار 8 اینچی استفاده کنید.

(از جدول 16-13 و شکل 16-32 برای تسمه فولادی استفاده کنید). سطح همودی فولاد که در ناحیه فشار مورد

نیاز است به صورت زیر محاسبه می شود:

$$A_s = 0.002 \times 8 \times 12 = 0.192 \text{ sq in./ft.}$$

در دیوار 12 اینچ از کلاس 4 استفاده کنید. تیرهای عمودی را در مرکز دیوار جای دهید.

تیرهای حلقوی را به طور متناوب داخل و خارج دیوار عمودی جای دهید. آنها را به دیوارهای عمودی فیکس کنید.

در این مثال، فشار جانبی را در اطراف محیط، یکنواخت فرض می کنیم. اگر فشار غیر یکنواخت رخ هد، از دیواری

ضخیم تر و مسطح سازی 2 لایه استفاده نمایید.

طراحی قیف مخروطی شکل:

نیروهای دیواری در عمق $y = 130 \text{ ft}$ (2- فوت بالای بخش خروجی ، 24 فوت بالای رأس داخلی مخروط) با

فرض ضخامت متوسط 8 اینچ برای دیوار به قرار زیر است:

$$\text{Inside } D = 27.5 \text{ ft; } D_{\text{avg}} = 28.2$$

$$W_l = (\pi/3)13.75^2 \times 24 \times 0.05 = 237.6 \text{ k}$$

$$W_g = \pi \times 14.1 \times 28.2 \times 0.1 = 127.6 \text{ k}$$

نیروی طولی و مقدار سطح مورد نیاز مسطح سازی، به قرار زیر اند:

$$F_{mu} = 1.7 \left[\frac{4.12 \times 28.2}{4 \sin 60^\circ} + \frac{237.6}{28.2 \pi \sin 60^\circ} \right] + 1.4 \left[\frac{127.6}{28.2 \pi \sin 60^\circ} \right] = 64.6 \text{ k/ft} \quad (16-55)$$

$$\text{Reqd } A_s = 64.6 / (0.9 \times 60) = 1.20 \text{ sq in./ft}$$

نیروی مماسی و مقدار مورد نیاز مسطح سازی مماسی خواهد شد:

$$F_{tu} = 1.7(1870)(27.5)/2 \sin 60 = 50,500 \text{ lb/ft} \quad (16-56)$$

توجه: در بالا از قطر داخلی استفاده کنید:

$$\text{Reqd } A_s = 50,500 / (0.9 \times 60,000) = 0.94 \text{ sq in./ft} \quad (16-58)$$

نتایج محاسبات مشابهی در ارتفاعات مختلف در جدول 14-16 آمده است:

پهنای ترک در عمق $y = 130 \text{ ft}$ هر دو جهت را باید مدنظر قرار داد.

نیروی طولی (ترک های افقی):

$$A_s(64 \text{ \#8 and } 64 \text{ \#9}) = 114.6/27.8\pi = 1.31 \text{ sq in./ft}$$

$$\Sigma o = 4.84 \text{ in./ft}$$

$$F_{m, \text{tot}} = 38,200 \text{ lb/ft}$$

$$F_{m, st} = 33,540/C_d + 4760 = 29,600 \text{ lb/ft}$$

$$s_{cr} = (8 \times 12)(0.7)/4.84 = 13.9 \text{ in.} \quad (16-33)$$

بار کلی کوتاه مدت خواهد شد:

$$\psi_1 = 0.34, f_s = 23,280 \text{ psi:}$$

$$w_2 = 0.0038 \text{ in.} \quad (16-32 \text{ و } 16-34)$$

برای حالت استاتیکی داریم:

$$\psi_1 = 0.34, f_s = 23,280 \text{ psi:}$$

$$w_2 = 0.0038 \text{ in.} \quad (16-32, 16-34)$$

بار استاتیکی بلند مدت خواهد شد:

$$\psi_1 = 0.67, f_s = 23,280 \text{ psi:}$$

$$w_3 = 0.0075 \text{ in.} \quad (16-32 \text{ و } 16-35)$$

$$w_{cr} = w_1 - w_2 + w_3 = 0.0121 \text{ in.} \quad (16-31)$$

پهنای ترک تا 0/01 in اضافه می گردد و به نظر مقداری اضافی باشد. اگر تیرهای خارجی باقی مانده تا حدود 2

فوت دیگر اضافه طول داشته باشد، فولاد به کار رفته در این ارتفاع 128# و 64 #9 خواهد داشت. با انجام دوباره

محاسبه پهنای ترک، مقدار w_{cr} خیلی کمتر از 0/01 in می شود.

نیروی مماسی (ترک های عمودی):

$$F_{t, \text{tot}} = 50,500/1.7 = 29,700; F_{t, st} = 29,700/C_d = 22,000 \text{ lb/ft}$$

$$A_s = 1.23 \text{ sq in./ft; } \Sigma o = 6.6 \text{ in./ft}$$

$$s_{cr} = 96(0.7)/6.6 = 10.2 \text{ in.} \quad (16-33) \quad (16-33)$$

در حالت کوتاه مدت

$$\psi_1 = 0.48, f_s = 24,150 \text{ psi:}$$

$$w_1 = 0.0041 \text{ in.} \quad (16-34, 16-32)$$

در حالت استاتیکی کوتاه مدت:

$$\psi_1 = 0.30, f_s = 17,200 \text{ psi:}$$

$$w_2 = 0.0019 \text{ in.} \quad (16-34, 16-32)$$

در حالت استاتیکی بلند مدت،

$$\psi_1 = 0.65, f_s = 17,900 \text{ psi:}$$

$$w_3 = 0.0040 \text{ in.} \quad (16-35, 16-32)$$

پهنای کلی ترک

$$w_{cr} = w_1 - w_2 + w_3 = 0.0062 \text{ in.} < 0.010 \text{ in.} \quad (16-31)$$

که مقداری قابل قبول است.

TABLE 16-14 Conical Hopper Pressures, Forces, and Reinforcing (Example 16-1)

Depth Y (ft)	Overpress. factor C_d	Static lateral press. p (lb/sq ft)	Static vertical press. q_{des} (lb/sq ft)	Des. press. on inclined face q_{α} (lb/sq ft)	Ult. tang. force F_{tu} (k/ft)	Ult. merid. force F_{mu} (k/ft)	Req'd. tang. steel (sq in./ft)	Req'd. merid. steel (sq in./ft)
120	1.35	803	2,960	1,810	67.5	89.3	SEE RING BEAM CALCULATIONS	
38.0								
125	1.35	816	3,010	1,840	60.5	77.8	1.12	1.44
32.5								
130	1.35	828	3,060	1,870	50.5	64.6	0.94	1.20
26.6								
135	1.35	839	3,100	1,900	41.0	51.6	0.76	0.96
21.0								
140	1.35	850	3,140	1,920	30.2	37.6	0.56	0.70
15.5								
145	1.35	860	3,170	1,940	19.0	23.0	0.35	0.43
10.0								
150	1.35	870	3,210	1,960	9.6	12.6	0.18	0.23
4.0								

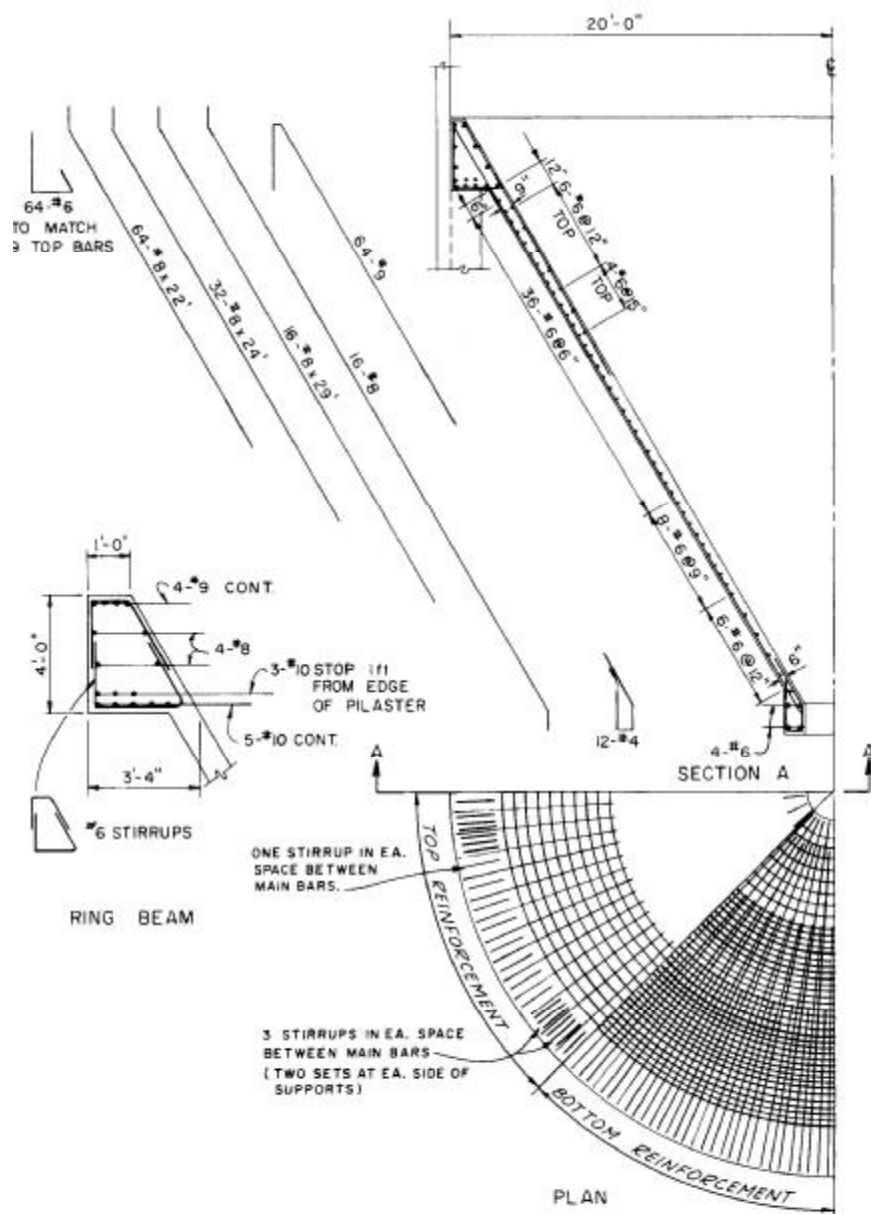


Fig. 16-33 Hopper detail (Example 16-1).

به همین صورت در چندین مکان، پهنای ترک در محدوده قیف باید چک گردد، مخصوصاً در قسمت تحتانی تیر حلوقی و نقاطی که تیرهای طولی به انتهای خود می رسند. برای جزئیات قیف، شکل 16-33 را ببینید. تیر حلوقی از طریق عملیات بخش 12-13-16 مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرد. نیروهای تیر حلوقی در جدول 15-16 خلاصه شده اند.

مثال 2-16: سیلوی سیمانی ذخیره سازی مواد در شکل 16-34 آمده است.

این سیلو قیف فولادی مخروطی شکلی دارد که توسط تیر حلوقی بتنی و بر روی ۷ ستون مستقل مهار می گردد. دیوارها تا پایین کشیده شده اند و به فونداسیون دکل می رسند و دو دهانه روبروی هم دارند. سیمان و در 200F ذخیره می شود، این در حالی است که دمای طراحی بیرون 5 F- است. سیلو و مهارهای قیف را با استفاده از Psi $f_c = 5000$ که مربوط به دیوارهای قالبگیری شده و مهارهای قیف است طراحی کنید. $f_y = 6000 \text{ Psi}$ 4000 psi

مربوط به قیدها و ساپورت های فلزی است. فرض کنید بار کلی بام، $\frac{1b}{ft}$ 1000 از بار دیوار باشد.

راه حل:

جدول (16-1) $\gamma = 100 \text{ pcf}$; $\rho = 25^\circ$; $\mu' = 0.466$ برای سیمان

از روش Reimbert استفاده کنید. فرض کنید سطح مواد تخت باشند ($h_s = 0$)

TABLE 16-15 Summary of Forces in Ring Beam (Example 16-1)

Location	Vertical Shear (kips)	Compressive Force Due to F_x (kips)	Bending Moment (ft-k)		Torsional Moment Due to F_y (ft-k)
			Due to M_t	Due to F_y	
Support	345	495	675	-858	0
Midspan	0	495	675	431	0
9°33' from support	198	495	675	0	66

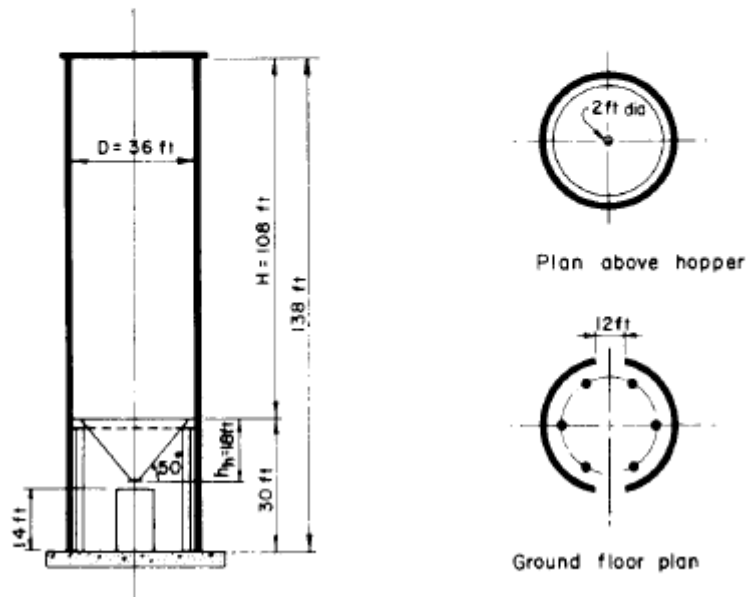


Fig. 16-34 Dimensions of silo for Example 16-2.

$$p_{\max} = 100(36)/(4 \tan 25^\circ) = 1930 \text{ lb/sq ft} \quad (16-7)$$

$$C = \frac{36}{4 \times 0.466 \times 0.406} = 47.5 \text{ ft}$$

$$\text{At depth } Y = 108 \text{ ft, } Y/C = 108/47.5 = 2.27; z = 0.906. \quad (16-8)$$

در عمق:

$$q = 100(108)/3.27 = 3300 \text{ psf} \quad (16-5)$$

$$p = zp_{\max} = 1750 \text{ psf} \quad (16-6)$$

به طور مشابه، p و q در اعماق مختلف y محاسبه می شوند. در داخل قیف، $C = 47/5 \text{ ft}$ هر چند قطر با y تغییر می کند. (جداول 16-16 و 16-17 را ببینید)

$$\text{Depth } H_1 = 36 \tan 25^\circ = 16.8 \text{ ft, say } 18.0 \text{ ft.}$$

$$\frac{H - H_1}{4} = \frac{108 - 18}{4} = 22.5 \text{ ft}$$

فاکتورهای مربوط به فشار اضافی، C_d ، از جدول 16-2 اتخاذ می شوند. با استفاده از:

$$\frac{H}{D} = \frac{108}{36} = 3$$

فشارهای طراحی از طریق معادلات (16-19)، (16-20) و (16-21) محاسبه می شوند و در جداول 16-16 و 16-17-16 جدول بندی می گردند.

طراحی دیوار سیلو:

نیروهای دیوار و سطوح تسمه فولادی که به صورت آزمایشی در مثال 16-1 محاسبه شد در جدول 16-16 آمده است لازم است دو لایه تسمه فولادی، فضای کافی مهیا گردد. بنابراین، دیواری با ضخامت 9 اینچ را در نظر بگیرید. تنش فشاری عمودی را در قسمت تحتانی ($y = 138 \text{ ft}$) چک کنید.

$$\text{وزن دیوار} = 138 \times 150 \times 9/12 = 15,500 \text{ lb/ft}$$

بار اصطکاک

$$V_{\text{des}} (\text{at } Y = 108 \text{ ft}) = 67,500 \text{ lb/ft} \quad (16-15)$$

$$\frac{1,000 \text{ lb/ft}}{\text{بار زنده}} \text{ برای بام}$$

$$= 68,500 \text{ lb/ft} \text{ بارنمایی}$$

که قابل قبول است.

$$\text{Ultimate load} = 1.7(68,500) + 1.4(15,500) = 138,200 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Permissible } F_{u, \text{vert}} = 0.385 \times 5000 \times 9 \times 12 = 207,900 \text{ lb/ft OK}$$

(16-30)

پهنای ترک را چک کنید (این کار را با استفاده از عملیات نشان داده شده در مثال 16-1 انجام دهید).

در $y = 108 \text{ ft}$

$$w_{cr} = 0.0042 \text{ in.} < 0.0008$$

که مقداری قابل قبول است

در سایر ارتفاعات نیز مقدار فوق باید چک گردد.

سطح فولاد در دمای طراحی:

$$T_{l, \text{des}} = 200 - 80 = 120^\circ \text{F} \quad (16-36)$$

$$K_f = 0.15; \Delta T = [120 - (-5)] (0.15) = 18.8^\circ \text{F}$$

(Figs. 16-9 and 16-10 and eq. 16-37)

$$M_{xt, u} = 1.25 (4.03 \times 10^6) (9^2) (6 \times 10^{-6}) (18.8) (1.4)$$

$$= 64,400 \text{ in.-lb/ft} \quad (16-38)$$

$$\text{Reqd } (A_s)_t = 0.161 \text{ sq in./ft} \quad (16-36)$$

و شکل های 16-9 و 16-10 و معادله 16-37

TABLE 16-16 Silo Wall Lateral Pressures and Hoop Reinforcing (Example 16-2)

Depth Y (ft)	Static Lateral Press. p (lb/sq ft)	Overpress. Factor C_d (From Table 16-2)	Design Lateral Press. p_{des} (lb/sq ft)	$F_u = 1.7p_{des}$ (k/ft)	Required Hoop Steel A_s (sq in./ft)
$H_1 = 18$	913	1.2	1096	33.5	0.62
40.5	1366	1.3	1776	54.3	1.00
63	1572	1.55	2437	74.6	1.38
85.5	1683	1.75	2945	90.1	1.67
108	1750	1.75	3063	93.7	1.73

TABLE 16-17 Ring-Beam and Hopper Pressures and Forces (Example 16-2)

Depth Y (ft)	Overpress. Factor C_d for Bottom	Static Lateral Press. p (lb/sq ft)	Static Vertical Press. q (lb/sq ft)	Design Lateral Press. p_{des} (lb/sq ft)	Design Vertical Press. q_{des} (lb/sq ft)	Design Pressure on Inclined Face q_{des} (lb/sq ft)	Tangential Force F_t (k/ft)	Meridional Force F_m (k/ft)	
108	1.75	1740	3300	3060	5780	4180	88.8	67.9	For Ring-Beam
16.27									
111	1.75	1755	3330	3070	5830	4210	74.2	56.1	
13.5									
116	1.75	1760	3360	3080	5880	4240	52.0	38.3	For Hopper Design
19.4									
121	1.75	1775	3420	3105	5990	4290	29.4	21.2	
5.25									
126	1.75	1785	3450	3125	6040	4330	5.7	3.9	
1.00									

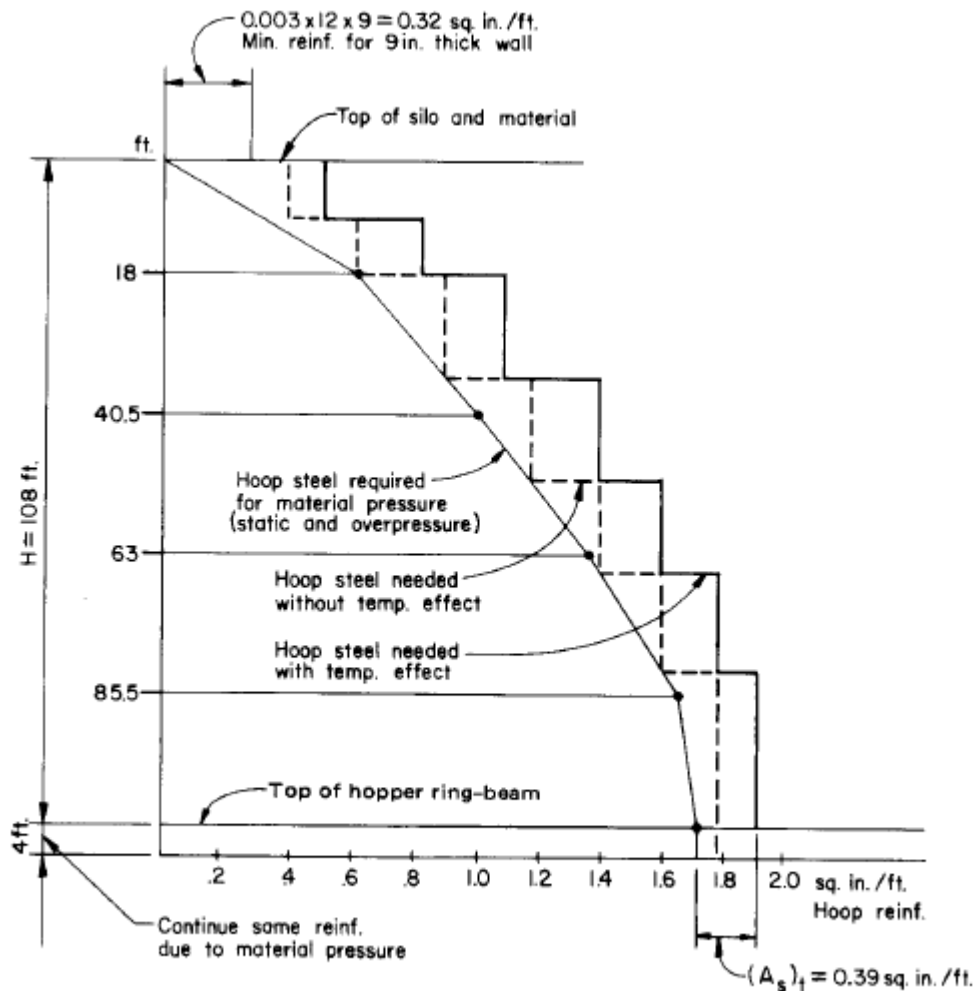


Fig. 16-35 Hoop reinforcement (Example 16-2).

این مقدار به تسمه فولادی در هر وجه در قسمت تحتانی و در $\frac{2}{3}$ بالایی، به هر وجه نصف این مقدار اضافه می شود.

سطح تسمه فولادی کلی مورد نیز در شکل 16-35 ترسیم شده است.

برای حالتی که شکل مسطح کردن عمودی باشد، عملیات به کار رفته، در مثال 16-1 نشان داده شده است.

طراحی تکیه گاه های بخش قیفی شکل (تیر حلقوی و ستون ها):

فرض کنید ابعاد ستون و تیرهای حلقوی همانند شکل 16-36 باشد. خواص مقطع به توان زیر است:

$$(A_r = 13.62 \text{ sq ft}; I_{rx} = 16.92 \text{ ft}^4; I_c = 3.16 \text{ ft}^4 \text{ (for 36-in. dia)}) \text{ (برای قطر 36 اینچ)}$$

$$K = 26.0 \quad \lambda = 1.56 \quad \text{ثابت پیچشی}$$

$$\lambda = 0.159 \quad (16-7) \text{ (جدول)}$$

$$K_2 = 0.003364; C_2 = 1.098; C_3 = 0.00 \quad (16-9, 16-8, 16-6) \text{ (جداول)}$$

با صرف نظر کردن از وزن قیف، بارهای تیر حلقوی به قرار زیرند:

$$F_m = \frac{5780(2 \times 16.23)}{4 \sin 50^\circ} + \frac{(100)(16^2)(19\pi)/3}{\pi(2 \times 16.27) \sin 50^\circ} = 67,900 \text{ lb/ft}$$

$$F_x = 67,900 \cos 50^\circ = 43,700 \text{ lb/ft} \quad (16-66)$$

$$F_y = (150 \times 13.62) + 67,900 \sin 50^\circ \quad (16-66)$$

$$+ 5780(18^2 - 16.23^2)/(2 \times 16.23) = 64,800 \text{ lb/ft} \quad (16-67) \quad (16-67)$$

$$M_t = 67,900 \times 1.6 = 108,600 \text{ ft-lb/ft} \quad (16-68) \quad (16-68)$$

با جایگذاری در معادلات (16-74) و (16-75)، و استفاده از فوت $h_c = 27/79$ داریم:

$$H_A = 32.54 \text{ kips, and } M_A = -609.9 \text{ ft-kips}$$

این مقادیر به همراه جداول 16-10 و 16-10 A و 16-11 به کار می روند تا مومنتوم های خمشی، برشی و نیروهای

فاشری حلقوی و پیچشی را محاسبه نماییم. این مقادیر در جدول 16-18 آمده اند. تمام مقادیر نشان داده شده، مقادیر

روش WSD می باشند، باید آنها را در K_L ضرب کرد تا مقادیر مربوط به روش USD بدست آید.

طراحی ستون

مومنتوم در بخش بالایی

$$M_A = -609.9 \text{ ft-kip}$$

مومنتوم در بخش پایینی

$$M_B = M_A - H_A L = -609.9 + 32.54 \times 27.79 = 294.4 \text{ ft-kip}$$

منفی بودن M_A به این معنا است که M_A در جهتی مخالف با جهت نشان داده شده در شکل 16-25 می باشد. ستون به صورت انحنای دو پل، خم می شود.

بار محوری ستون می شود:

$$F = 2 \times \text{ring-beam shear at support} + \frac{1}{8} \text{ of ring-beam weight} \\ = (2 \times 550) + 17 = 1117 \text{ k}$$

مسطح کردن ستون می شود:

$$M_u = K_1 M_A = 1037 \text{ ft-kip}; \quad F_u = K_1 F = 1899 \text{ kip}$$

ضخامت مسطح سازی 34 اینچ و سطح ستون 22 اینچ مربع است.

برای این سطح، $P = 0/0205 = 0/02$ که مقداری قابل قبول است.

مثال 16-3: شکل 16-37، ابعاد یک سیلوی مدور را که برای دهانه مرکزی است که به سادگی بر روی دیوارهای

پایینش مهار می شود و بخش پر کننده بتن که قیفی شکل است را پر می کند.

بارهای ناشی از بام، به طور کلی، 1000 پوند در هر فوت از دیوار است. دیوارهای قالب بندی شده را با استفاده از

$$f_c = 3000 \text{ PSI} \text{ و } f_y = 40000 \text{ psi طراحی کنید.}$$

نیز قطعه مدور را با فرض $f_c = 4000 \text{ PSI}$ و $f_y = 60000 \text{ Psi}$ طراحی نمائید.

حل:

$$\gamma = 50 \text{ pcf}; \quad \rho = 25^\circ; \quad \mu' = 0.444 \quad (\text{جدول 16-1}) \quad (\text{Table 16-1})$$

طراحی دیوار سیلو:

جدول 16-19 فشارهای طراحی را نشان می دهد که از طریق فرمولهای janssen محاسبه شده است. دیواری با

ضخامت 6 اینچ فرض می شود و فولاد انتخاب شده همانطوری است که نشان داده شده است.

با چک کردن، پهنای ترک 0/005 اینچ برآورده شده است که این مقدار قابل قبول می باشد.

کلیه مراحل طراحی دیوار توسط مثال 16-1 نشان داده شده است. سطح نهایی تسمه فولادی،

در شکل 16-38 نشان داده شده است. حداقل سطح عمودی برای مسطح کردن به صورت زیر محاسبه می شود:

$$A_s = 0.002(6)(12) = 0.144 \text{ sq in./ft}$$

طراحی قطعه تحتانی:

فشار عمودی در قسمت بالایی بخش پرکننده ($y = 120 \text{ ft}$) می شود:

$$k = (1 - \sin \rho) / (1 + \sin \phi) = 0.41 \quad (16-3)$$

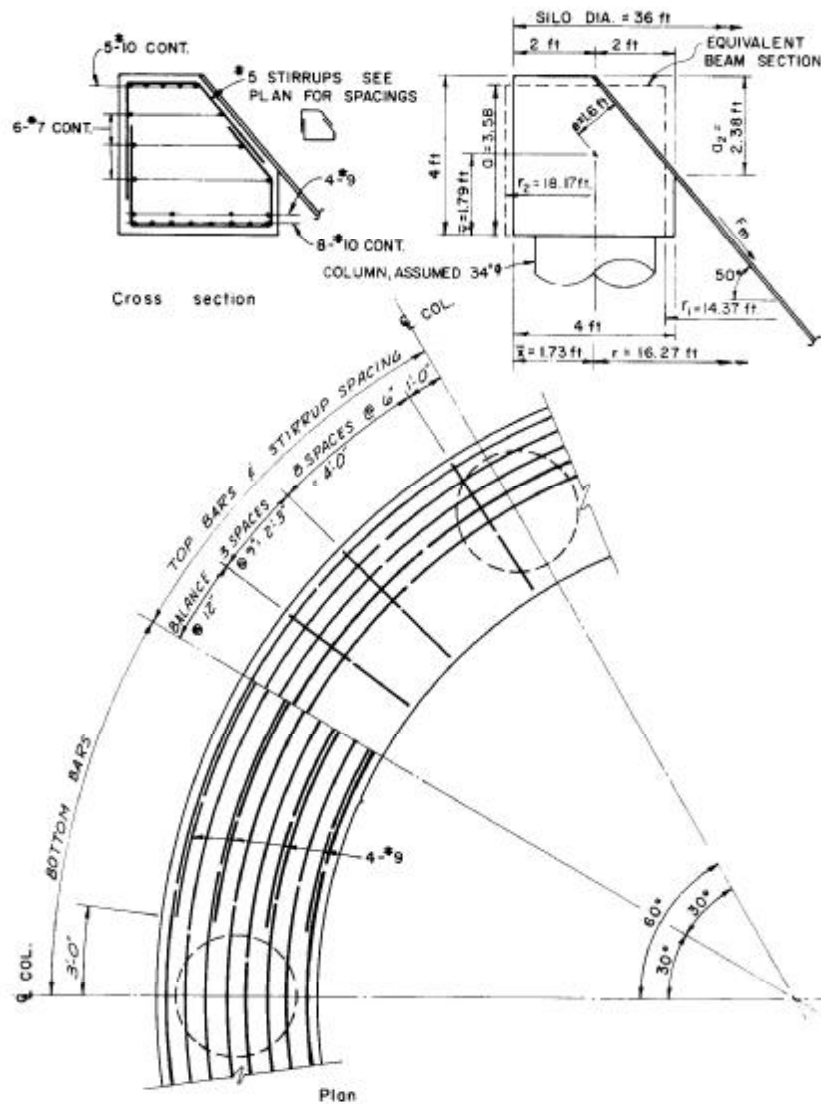


Fig. 16-36 Ring-beam details (Example 16-2).

TABLE 16-18 Summary of Forces on Ring-Beam (Example 16-2)

Location	Forces for Dead and Live Loads					
	Shear (kips)		Compressive Force (kips)	Torque (ft-k)	Vertical Bending Moment (ft-k)	Horizontal Bending Moment (ft-k)
	Vertical	Horizontal				
Support	551.0	16.0	708.0	305.0	-350.0	-240.0
Mid-span	0	0	708.0	0	1,956.0	24.0



TABLE 16-19 Silo Wall Lateral Pressures:
(Example 16-3)

Depth <i>Y</i> (ft)	Static Lateral Press. <i>p</i> (lb/sq ft)	Overpress. Factor <i>C_d</i> (From Table 16-2)	Design Lateral Press. <i>p_{des}</i> (lb/sq ft)
<i>H</i> ₁ = 10	167	1.50	250
37.5	394	1.60	630
65	470	1.75	821
92.5	495	1.85	916
120	503	1.85	931

ensions for silo of Example 16-3.

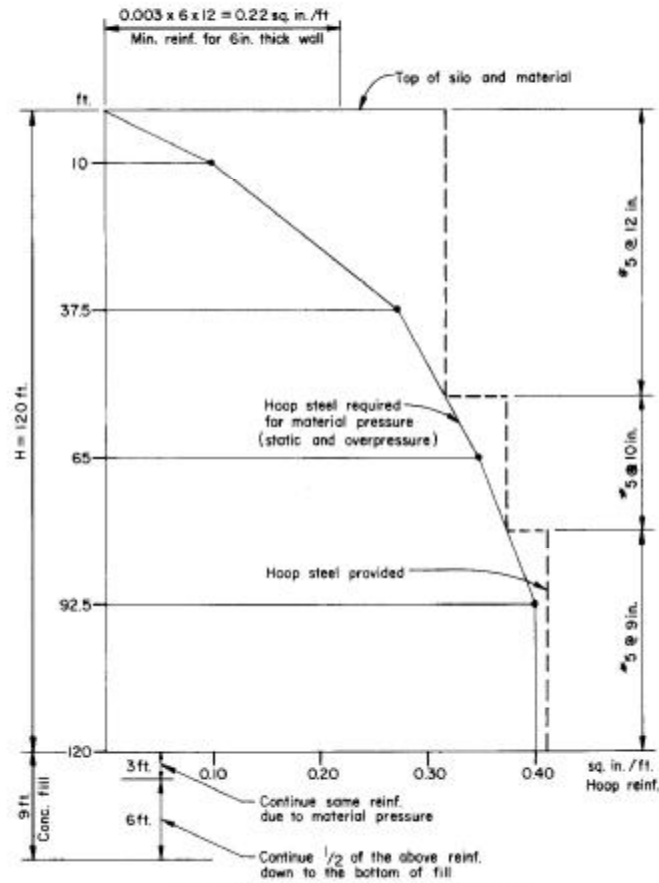


Fig. 16-38 Hoop reinforcement (Example 16-3).

$$q = p_{120}/k = 505/0.41 = 1230 \text{ psf} \quad (16-1)$$

$$q_{des} = C_d q = 1.35 \times 1230 = 1660 \text{ psf} \quad \text{جدول 16-2 و معادله 16-19}$$

بار اعمالی از گندم در داخل قیف (با فرض یکنواخت بودن) می شود:

$$= \frac{\pi(9^2)(9)(50)}{3\pi(9^2)} = 150 \text{ lb/sq ft}$$

$$\text{بار زنده کلی برای طراحی} = 1660 + 150 = 1810 \text{ lb/sq ft}$$

بار ناشی از وزن بخش قیفی شکل در قسمت پر کننده (یا فرض یکنواخت بودن) می شود:

$$= \frac{2\pi(9^2)(9)(150)}{3\pi(9^2)} = 900 \text{ lb/sq ft}$$

$$\text{Wt} = \text{Slab weight} - \text{Assume 18-in. slab, wt.} = 225 \text{ lb/sq ft} \text{ و با فرض قطعه ای 18 اینچی - وزن قطعه مدور}$$

$$\text{بار مرده کلی} = 900 + 225 = 1125 \text{ lb/sq ft}$$

$$\text{بار نهایی} = w_u = 1.7(1810) + 1.4(1125) = 4650 \text{ lb/sq ft}$$

قطعه مدوری که سوراخ داشته باشد را می توان به دو صورت طراحی کرد:

1- از طریق محاسبه مومنتوم خمشی قطعه مدور بدون سوراخ و مسطح کردن با عضوی فولادی مستحکم و سفتی معادل با سفتی حالتی که قطعه مدور را نداشته باشد.

2- با لحاظ کردن سوراخ و مسطح کردن تا در مقابل مومنتوم های خمشی مقاومت نماید.

برای یافتن مومنتوم های خمشی مماسی و شعاعی از جداول مربوطه یا معادلات Timoshenki استفاده شود.

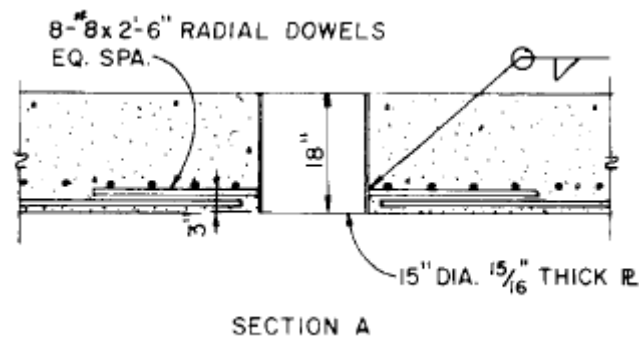
وقتی سوراخ کوچک باشد شاید روش اول بهتر باشد. این روش در اینجا نشان داده شده است.

مومنتوم خمشی نهایی در واحد عرض، با استفاده از معادله (69) و (70) که در مربع 69-16 آمده محاسبه می شود،

که از سوراخ صرف نظر شده است، مقادیر مومنتوم خمشی نهایی در جدول 20-16 آمده است.

TABLE 16-20 Silo Bottom Slab Moment and Reinforcing Steel (Example 16-3)

r/r_0	$(M_r)_u$ (k/ft)	Required Steel (sq in./ft)	$(M_t)_u$ (k/ft)	Required Steel (sq in./ft)
0.0	70.8	1.12	70.8	1.12
0.1	70.2	1.1	70.5	1.11
0.2	68.1	1.06	69.1	1.08
0.3	64.7	1.00	67.4	1.1
0.4	59.5	0.88	64.3	1.00
0.5	53.3	0.83	60.9	0.95
0.6	45.4	0.70	56.4	0.92
0.7	36.1	0.54	50.9	0.79
0.8	25.4	0.38	44.7	0.68
0.9	13.4	0.23	37.8	0.58
1.0	0	0	30.1	0.47



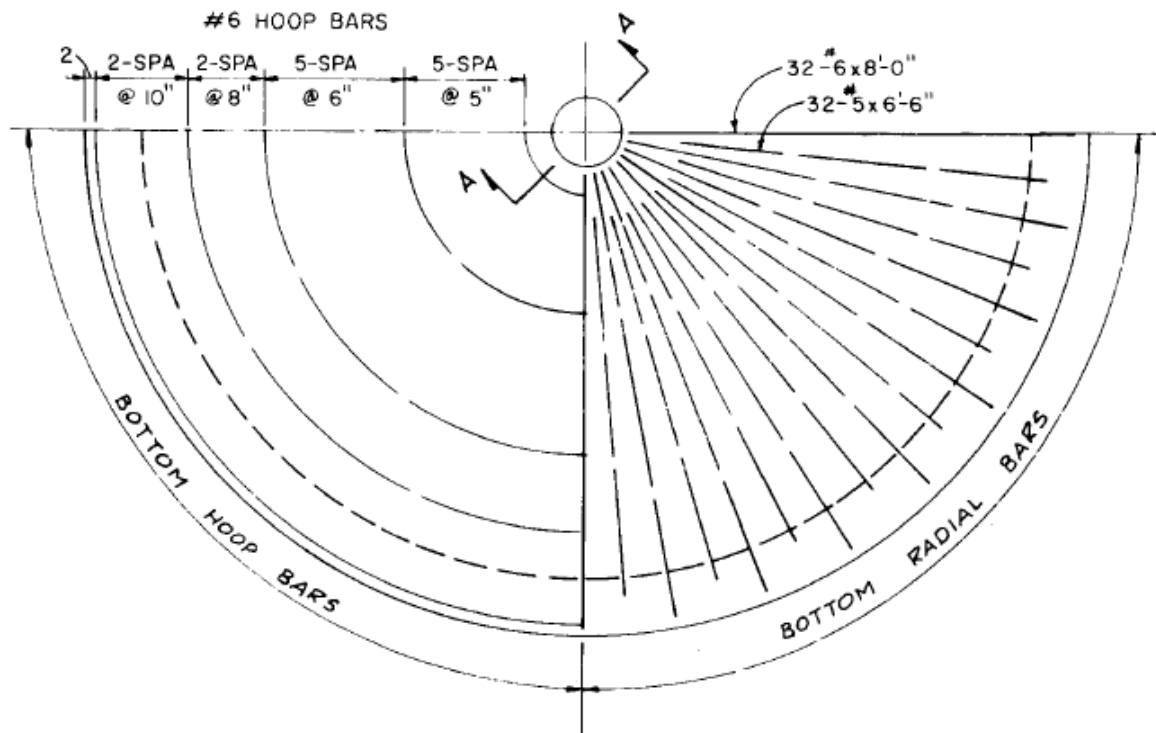


Fig. 16-39 Reinforcing of silo bottom slab (Example 16-3).

سفتی قطعه مدور و استحکامش در قسمت سوارخ، از طریق حلقه فولادی که در شکل 16-39 نشان داده شده، جبران می گردد. برای قرار دادن صفحه ای با استحکام معادل با استحکام بتن ای که در قسمت سوارخ برداشته شده است، ضخامت صفحه با استفاده از اصل سطح - منتقل شده انتخاب می گردد.

$$n = E_s/E_c = 8$$

در هر قسمت in

$$= 15/8 \text{ in. or } 15/16 \text{ in. per side}$$

شعاعی معادل با 8/75 فوت تا مرکز تکیه گاه قطعه مدور در نظر بگیرید و از معادله (69) در مرجع 16-39 استفاده نمایید. مومنتوم خمشی نهایی در لبه سوارخ $70/8 \frac{ftk}{ft}$ می باشد. برش عرضی حلقه (دو بخش مستطیلی) باید به اندازه کافی استحکام داشته باشد تا در برابر کل مومنتوم غیر منتظره در دهانه ای با پهنای 15 اینچ، مقاومت نماید.

$$M \simeq 1.25 \times (70.8/1.7) = 52.1 \text{ ft-kip}$$

$$S = 2 \times \frac{1}{6} \times \frac{15}{16} \times 18^2 = 101 \text{ in.}^3$$

$$f_b = 12M/S = 6.19 \text{ ksi} \ll F_b \quad (\text{Plate thickness OK})$$

ضخامت صفحه مورد تایید است.

مسطح سازی در جهت شعاعی که با جدول 20-16 نشان داده شده است. باید بارهای درونی را به مرکز صفحه حلقوی، انتقال دهد. این انتقال بار از طریق بخش های اتصال دهنده به میخ پرچ هایی که به صورت شعاعی واقعند، صورت می گیرد. این میخ پرچ ها به صفحه حلقوی جوش می شوند. (شکل 3916 را ببینید). سطح کلی "A" مورد نیاز در محل اتصال به حلقه، تقریباً $11 \times \frac{15\pi}{12}$ یا $4/36$ اینچ مربع می شود. برای میخ پرچ های کلاس 7، تعداد مورد نیاز $6/4/36$ یا 8 عدد می باشد. از 8 عدد میخ پرچ و یا بیشتر، همانطور که نشان داده شده، استفاده کنید. تغییر شکل پلاستیک مرکز صفحه به قرار زیر است:

$$\Delta = \frac{0.058(4650)(8.60^4)(1728)}{(29/8)(10^6)(18^3)(12/12)} = 0.12 \text{ in.}$$

تغییر شکل دراز مدت تقریباً $12/3 \times$ یا $36/1$ اینچ می شود. برش در واحد پهنا که در فاصله d از لبه داخلی دیوار و به صورت عمودی واقع است، به صورت زیر محاسبه می شود:

$$V_u = \frac{4650 (9 - 1.25)^2 \pi}{2\pi(9 - 1.25)} = 18.0 \text{ k/ft}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = 21.2 \text{ k/ft}$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} bd = 2\sqrt{4000} \times 12 \times 15$$

$$= 22.8 \text{ k/ft} > 21.2 \text{ k/ft} \quad \text{OK}$$

طراحی دیوار پایینی:

فرض کنید دیواری با ضخامت 12 اینچ دارید و پهنای بخش مهار قطعه بر روی دیوار، 6 اینچ باشد. تنش فشاری در قسمت مهار قطعه دیواری می شود:

$$f_{c, \text{vert}} = \frac{4650 (9^2) \pi}{144 \pi (9^2 - 8.5^2)} = 290 \text{ psi} < 0.385 f'_c \quad \text{OK}$$

که مقداری قابل قبول است.

عکس العمل کلی در قسمت تحتانی دیوار می شود:

از بام	وزن		نهایی
	56	K	
مواد بالای قیف	1525	1/7	2750 Kipd
مواد داخل قیف	38		
بخش پرکننده از سمت قیف	229		
قطعه پایینی	57	1/4	1397
دیوار بالایی	563		
دیوار پایینی			
	149		4147 Kips = کلی
$15(20)(18\pi) - 15(6 \times 12 \times 2)$			

$$= 18\pi - 12 = 44.5 \text{ ft} \quad \text{پهنای خالص دیوار}$$

$$= 4147/44.5 = 93.2 \text{ k/ft} \quad \text{فشار متوسط}$$

$$F_u = 0.385(5)(12 \times 12) = 277 \text{ k/ft} > 93.2 \quad \text{OK} \quad \text{مجاز}$$

(16-30)

در دیوار پایینی و سطح فولاد عمودی

$$A_s = 12 \times 12 \times 0.002 = 0.29 \text{ sq in./ft}$$

از هر سمت استفاده کنید.

$$A_s = 12 \times 12 \times 0.0030 = 0.43 \text{ sq in./ft} \quad \text{در دیوار پایینی، سطح فولاد افقی از}$$

هر سمت استفاده نمائید.

در دهانه های دیوار پایینی:

$$As = 3 \times 0.29 = 0.87 \text{ sq in.} \quad \text{به هر سمت اضافه کنید} \quad - \text{ در قسمت عمودی}$$

#7 را در هر سمت دهانه اضافه نمائید.

مثال 4-16:

یکی سیلوی مستطیلی بتنی را برای ذخیره سازی نخود طراحی نمائید. ابعاد در شکل 40-16 آمده اند. قسمت تحتانی

یک کیف هرمی شکل متقارن است. دیوارهای سیلو بر روی پایه کیف مستقرند که توسط 4 ستون مهار می شوند. بام

باری نهایی را به مقدار $3000 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$ به قسمت بالایی دیوار اعمال می نماید. دیوارها قالب گیری شده اند.

از $f_c = 4000 \text{ Psi}$ و $f_y = 60000 \text{ Psi}$ استفاده نمائید. عمل قالب گیری بدون بازرسی پیوسته، انجام می گردد.

راه حل: طراحی دیوار سیلو:

$$\gamma = 50 \text{ lb/cu ft}; \quad \rho = 25^\circ; \quad \text{and } \mu' = 0.296 \quad \text{(جدول 1-16)}$$

برای نخود

با استفاده از معادله Janssen خواهیم داشت:

$$k = (1 - \sin 25^\circ) / (1 + \sin 25^\circ) = 0.406 \quad (16-3)$$

برای دیوار کوتاه تر خواهیم داشت:

$$R_a = a/4 = 3.0 \text{ ft}$$

برای دیوار بلند تر خواهیم داشت:

$$a' = 2 \times 12 \times 20 / (12 + 20) = 15.0 \text{ ft}$$

$$R_b = a'/4 = 3.75 \text{ ft}$$

$$H/a = 80/12 = 6.7$$

$$H_1 = a \tan \rho = 12 \tan 25^\circ \approx 6.0 \text{ ft}$$

$$(H - H_1)/4 = (80 - 6)/4 = 18.5 \text{ ft}$$

با استفاده از مقادیر R و خواص مواد ذکر شده در بالا فشارهای جانبی استاتیکی در اعماق مختلف y محاسبه می شوند. با استفاده از معادله (16-2)، مقادیر فشار محاسبه شده و در جدول 16-2 آمده است. در مرحله بعدی فاکتورهای فشار اضافی یعنی C_d از جدول 16-2 انتخاب می گردند و فشارهای طراحی متوسط معادلات (16-18) به جدول 16-21 اضافه می شوند.

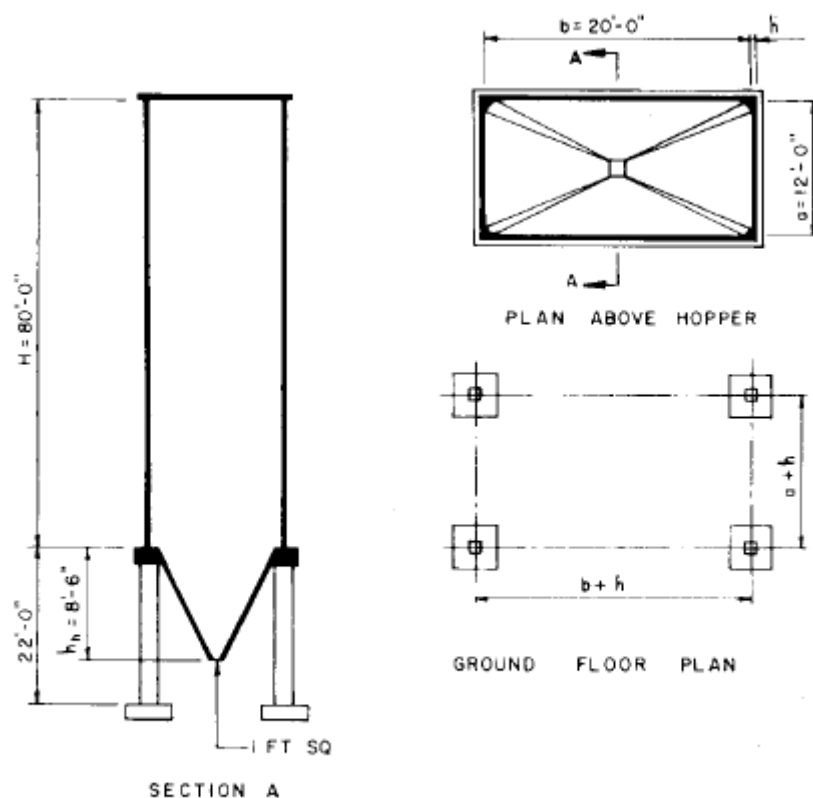


Fig. 16-40 Single rectangular silo with pyramidal hopper, supported on four columns (Example 16-4).

TABLE 16-21 Pressure on Silo Walls (Example 16-4)

Depth <i>Y</i> (ft)	Overpress. Factor <i>C_d</i> (Table 16-2)	Wall "a"		Wall "b"	
		Static Lateral Press. <i>p</i> (lb/sq ft)	Design Lateral Press. <i>p_{des}</i> (lb/sq ft)	Static Lateral Press. <i>p</i> (lb/sq ft)	Design Lateral Press. <i>p_{des}</i> lb/sq ft
6	1.50	108	162	111	167
24.5	1.60	317	507	345	551
43	1.75	416	728	474	830
61.5	1.85	464	858	545	1010
80	1.85	486	899	585	1080

بارهای عمودی دیوار ناشی از اصطکاک است به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$A_a = 12 \times \frac{6}{2} = 36; A_b = \frac{1}{2} (240 - 2A_a) = 84$$

در قسمت تحتانی ، $y = 80 \text{ ft}$ ، پس برای دیوار a خواهیم داشت:

$$V_{a, \text{des}} = (50 \times 80 - 0.8 \times 486/0.406) \times 3 = 9130 \text{ lb/ft} \quad (16-17 \text{ و } 16-23)$$

و برای دیوار b خواهیم داشت:

$$V_{b, \text{des}} = (50 \times 80 - 0.8 \times 636/0.406) \times 84/20 = 11,550 \text{ lb/ft} \quad (16-16 \text{ و } 16-22)$$

مومنتوم های خمشی و کششی دیوار می شوند:

برای دیوار کوتاه در عمق $y = 80 \text{ ft}$

$$F_{a, u} = 1.7 \times 1080 \times 20/2 = 18,400 \text{ lb/ft} \quad (16-39)$$

به طور مشابه

$$F_{b, u} = 9170 \text{ lb/ft} \quad (16-40)$$

فرض کنید ضخامت دیوار $h = 1 \text{ in}$ و مقدار $d = 8/5 \text{ in}$ ، باشد.

مومنتوم های خمشی از طریق توزیع مومنتوم مربوط به یک قاب مستطیلی ایده آل با ابعاد 20 10 تا 12 10 محاسبه می گردند. فشارهای خارجی اعمال شده بر قاب فشارهای طراحی آمده در جدول 16-21 می باشند. مقدار مومنتوم

های موجود در گوشه $M = 49/1 \text{ ft} - \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$ می باشد. با فیلت کردن گوشه، مومنتوم ها به قرار زیر می شوند:

دیوار a $M_{au} = -38.0 \text{ ft-kip/ft}$

دیوار b $M_{bu} = -26.6 \text{ ft-kip/ft}$

TABLE 16-22 Ultimate Forces and Moments and Horizontal Steel for Vertical Walls (Example 16-4)

Depth Y (ft)	Tension F_{au} (k/ft)	Wall "a"				Wall "b"				
		At Support		At Midspan		Tension F_{au} (k/ft)	At Support		At Midspan	
		M_u (ft-k/ft)	A_s (sq in./ft)	M_u (ft-k/ft)	A_s (sq in./ft)		M_u (ft-k/ft)	A_s (sq in./ft)	M_u (ft-k/ft)	A_s (sq in./ft)
6	2.84	-5.80	— 0.20	-2.13	— 0.09	1.65	-4.32	— 0.14	7.61	0.23 —
24.5	9.37	-19.2	— 0.66	-7.73	— 0.32	5.17	-14.0	— 0.46	25.3	0.80 —
43	14.1	-29.1	— 1.02	-12.6	— 0.52	7.43	-20.8	— 0.69	38.5	1.26 —
61.5	17.2	-35.5	— 1.25	-16.0	— 0.65	8.75	-25.1	— 0.83	47.1	1.57 —
80	18.4	-38.0	— 1.35	-17.6	— 0.78	9.17	-26.6	— 0.88	50.5	17.1 —

Positive moment indicates tension on outside surface; negative, tension inside.

Upper half of block for steel area shows required steel area near outer face; lower half shows area for inner face.

در قسمت وسط:

دیوار a: wall a, $M_{au} = -17.6 \text{ ft-kip/ft}$;

دیوار b: wall b, $M_{bu} = +50.5 \text{ ft-kip/ft}$

این مقادیر و مقادیر مشابه که برای سایر اعماق محاسبه می شوند، به صورت جدول 16-22 ارائه می گردند.

مسطح سازی افقی با ترکیبی از بارهای خمشی و کششی خواهد شد:

برای دیوار a و در لبه فیلت، در عمق $y = 80 \text{ ft}$

$$e = M_{au}/F_{au} = 38.0 \times 12/18.4 = 24.8 \text{ in.}$$

$$e > h/2 - d'', \therefore \text{Case II} \quad (\text{شکل 16-15})$$

$$\text{Limiting } y/d \text{ value} = 0.378$$

$$y_L = 0.378 (8.5) = 3.22 \text{ in.}$$

$$\phi = 0.95 \times 0.90 = 0.85$$

$$f'_s \text{ effective} = 87,000 \left[\frac{3.22 - 0.85 (1.5)}{3.22} \right] \quad (\text{جدول 3-16})$$

$$\frac{y}{d} = .378 \text{ مقدار}$$

$$-0.85 (4000) = 49,100 \text{ psi} \quad (16-43)$$

$$< (f_y - 0.85 f'_c) \quad (16-43)$$

فولاد فشاری مؤثر خواهد بود.

$$e'' = 24.8 - 3.5 = 21.3 \text{ in.}; b = 12 \text{ in.}$$

$$\text{Reqd } A'_s = \frac{18.4 (21.3/0.85) - 0.85 (4) (12) (3.22) (8.5 - 3.22/2)}{49.1 (8.5 - 1.5)}$$

$$= \text{negative} \quad (16-44)$$

$$= \text{منفی} \quad (16-44)$$

اگر چه فولاد منفی مؤثر است، اما مورد نیاز نمی باشد. همانطور که مقدار منفی نشان دهنده این مطلب است.

مسطح سازی افقی (وجه داخلی):

$$\text{Actual } y = 8.5 - \sqrt{(8.5)^2 - \frac{2 \times 18.4 \times 21.3}{0.85 \times 0.85 \times 4 \times 12}} = 1.45 \text{ in.} \quad (16-47)$$

$$\text{Reqd } A_s = \frac{18.4/0.85 + 0.85 (4) (12) (1.45)}{60} = 1.35 \text{ sq in./ft} \quad (16-46)$$

$$N_{au} = -17/6 \text{ ft} - \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \text{ و } P_{au} = 18/4 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}, "a"$$

از طریق انجام محاسباتی مشابه با محاسبات انجام شده در بخش بالایی ، فولاد فشاری مورد نیاز نمی باشد و سطح

فولاد کششی مورد نیاز $A_s = .78 \frac{\text{sq in}}{\text{ft}}$ می شود.

(نقطه ای در اطراف **a** وجود ندارد که در آن نقطه انحنا وجود داشته باشد بنابراین این فولاد در نزدیکی وجه داخلی قرار می گیرد) محاسباتی مشابه را برای دیوار **b** انجام می دهیم این محاسبات نشان می دهد که فولاد فشاری چه در قسمت فیلت و چه در قسمت وسط دیوار مورد نیاز نمی باشد. سطح فولاد کششی مورد نیاز در $y = 80 \text{ ft}$ به صورت زیر محاسبه می شود:

$$0.88 \text{ sq in./ft} = (\text{داخل و گوشه})$$

$$1.71 \text{ sq in./ft} = (\text{خارج و در وسط})$$

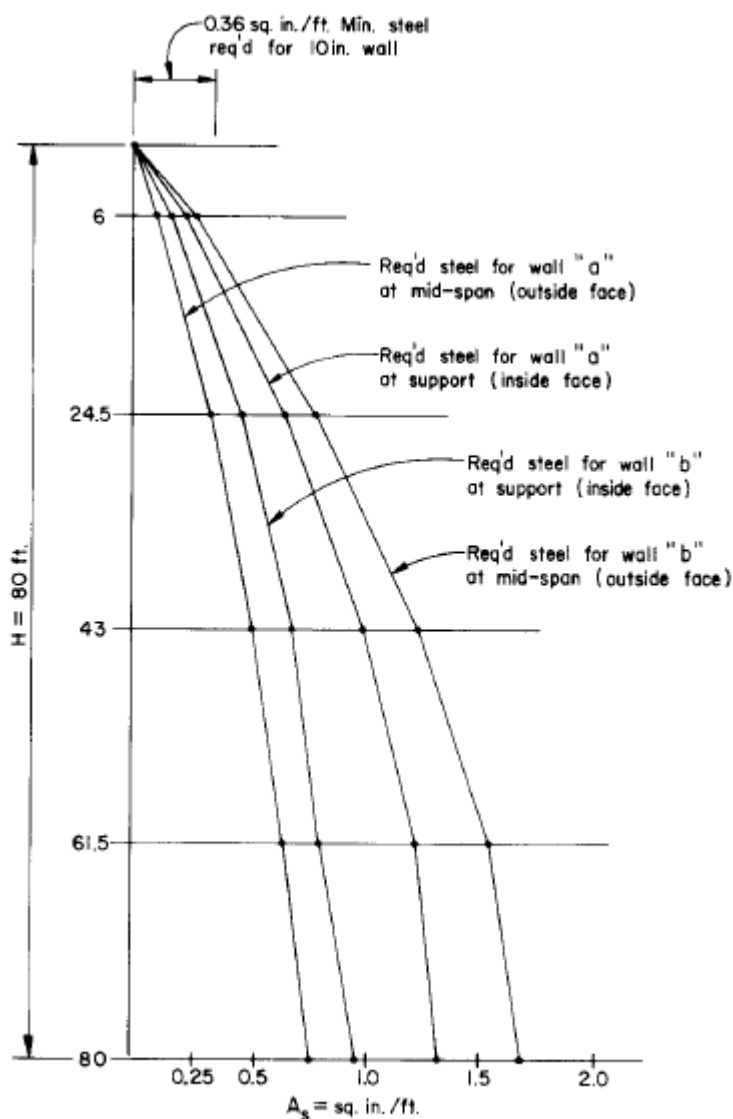


Fig. 16-41 Horizontal wall steel for rectangular silo (Example 16-4).

در این حالت نقطه ای وجود دارد که دارای انحنا باشد پس سطح فولاد بعدی باید نزدیک وجه خارجی قرار گیرد.

نتایج محاسبات مشابه در اعماق مختلف y ، در جدول 16-22 آمده است. حداقل ابعاد مسطح سازی افقی پیشنهادی

$$= 0.36 \frac{\text{in}}{\text{ft}} = 12 \times 10 \times 0.003 \text{ in. است. (شکل 16-41)}$$

$$A_s \text{ reqd} = 0.02 \times 12 \times 10 = 0.24 \text{ sq in./ft}$$

Use #5 @ 16 in. c/c.

سطح مسطح سازی عمودی

TABLE 16-23 Membrane Forces in Wall of Pyramidal Hopper (Example 16-4)

Depth Y (ft)	Wall "a"					Wall "b"				
	Design Pressures (psf)			Ult. Forces (k/ft)		Design Pressures (psf)			Ult. Forces (k/ft)	
	Lateral $p_{a, \text{des}}$	Vertical $q_{a, \text{des}}$	Normal $q_{\alpha, a, \text{des}}$	Tang. $F_{\tau a}$	Merid. $F_{m a}$	Lateral $p_{b, \text{des}}$	Vertical $q_{b, \text{des}}$	Normal $q_{\alpha, b, \text{des}}$	Tang. $F_{\tau b}$	Merid. $F_{m b}$
80	655 ↓	1620 ↓	1190 ↓	12.8	22.9	790 ↓	1950 ↓	1130 ↓	10.2	12.5
82				9.9	17.8				8.0	9.8
84				7.1	12.6				5.8	7.1
86				4.2	7.5				3.6	4.9
88				1.4	2.4				1.4	1.9

طراحی قیف: برای تمامی اعماق، R شعاع هیدرولیک در قسمت بالای قیف است. در این حالت، فشار خیلی کم با

عمق تغییر می کند، پس فشار را برای $y = 80 \text{ ft}$ استفاده نمائید.

فشارهای طراحی عمودی در عمق $y = 80 \text{ ft}$ به قرار زیرند:

$$q_{a, \text{des}} = 1.35 \times 486 / 0.406 = 1620 \text{ lb/sq ft} \quad (16-9 \text{ و } 16-3 \text{ و } 16-1)$$

$$q_{b, \text{des}} = 1.35 \times 585 / 0.406 = 1950 \text{ lb/sq ft} \quad (16-9 \text{ و } 16-3 \text{ و } 16-1)$$

زوایای شیب:

فشارهای طراحی که بر دیوارهای اریب عموداند، به قرار زیر می باشند:

$$q_{\alpha a, \text{des}} = 660 \sin^2 41.8^\circ + 1620 \cos^2 41.8^\circ = 1190 \text{ lb/sq ft} \quad (16-17)$$

$$q_{\alpha b, \text{des}} = 790 \sin^2 57.1^\circ + 1950 \cos^2 57.1^\circ = 1130 \text{ lb/sq ft} \quad (16-17)$$

نیروهای غشایی نهایی افقی (که به صورت کششی اعمال می شوند) به قرار زیرند:

$$F_{tau} = 1.7(20/2)(1130) \sin 41.8^\circ = 12,800 \text{ lb/ft} \quad (16-61)$$

$$F_{tbu} = 1.7(12/2)(1190) \sin 57.1^\circ = 10,190 \text{ lb/ft} \quad (16-62)$$

وزن قیف و محتویاتش به ترتیب تقریباً 41/200 پوند و 34000 پوند می باشد.

A_a و A_b هر کدام $\frac{1}{4}$ سطح قیف می باشند یا $\frac{(20 \times 12)}{4} = 60 \text{ ft}^2$ نیروهای نهایی طولی (که به صورت کشش اعمال می

شوند) با فرض C_a و C_b به مقدار $\frac{1}{4}$ به قرار زیر محاسبه می شوند:

$$F_{mau} = \frac{1.7(0.25 \times 34,000 + 60 \times 1620) + 1.4(0.25 \times 41,200)}{12 \sin 45^\circ} = 22,880 \text{ lb/ft} \quad (16-59) \quad (16-59)$$

$$F_{mbu} = \frac{1.7(0.25 \times 34,000 + 60 \times 1950) + 1.4(0.25 \times 41,200)}{20 \sin 60^\circ} = 13,150 \text{ lb/ft} \quad (16-60) \quad (16-60)$$

جدول 16-23 نیروهای غشایی را در اعماق مختلف y نشان می دهد.

مومنوم های خمشی دیواره قیف، با استفاده از جدول 16-4 محاسبه می شوند برای دیواره قیف a ، که مقدار 13 ft

$a =$ و $c = 13 \text{ ft}$ است از $\frac{a}{c} = 1$ استفاده کنید.

در مرکز لبه بالایی (نقطه 1) خواهیم داشت:

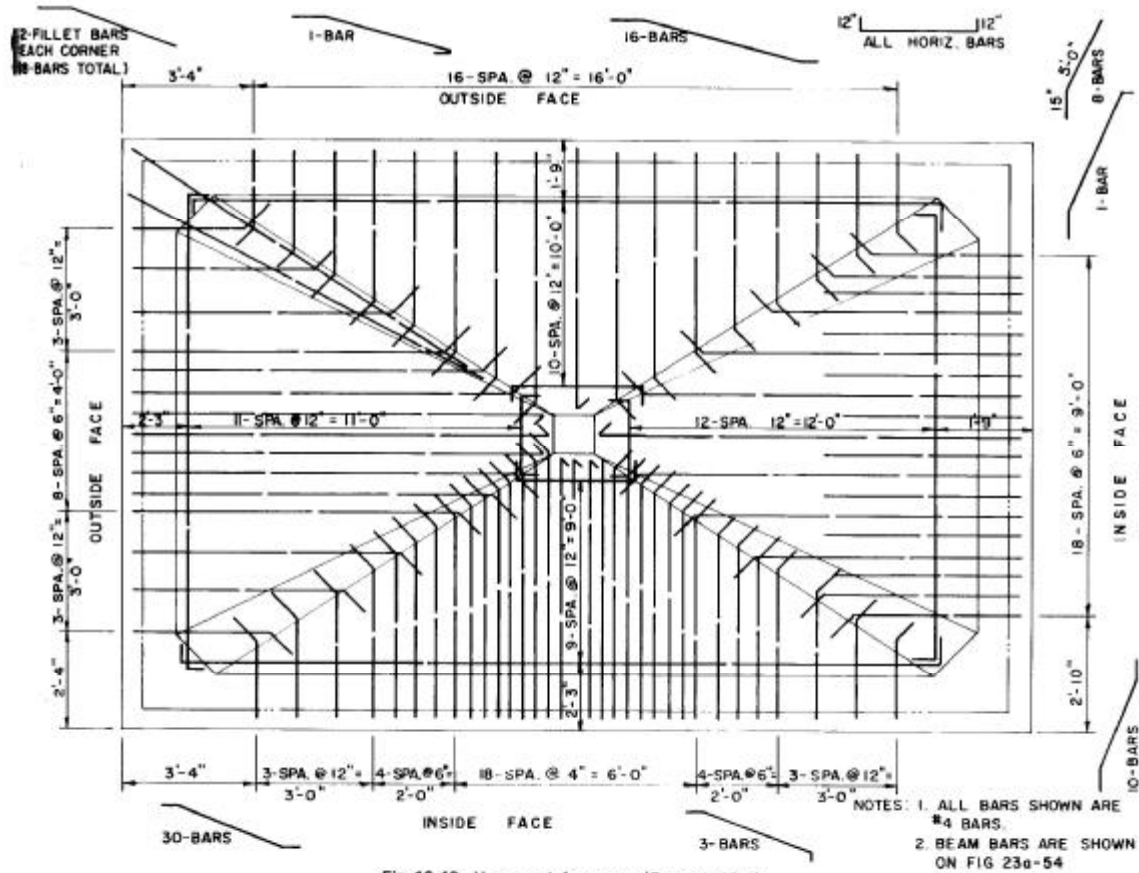
$$\begin{aligned} n_x &= -0.209; \quad n_y = -1.255 & (\text{Tab}) \\ M_{xau} &= 1.7[0.209(1190)(13)^2/64] = 1120 \text{ ft-lb/ft} \\ M_{yau} &= 1.7[1.255(1190)(13)^2/64] = 6700 \text{ ft-lb/ft} \end{aligned} \quad (16-4) \quad (16-4)$$

محاسبات مشابه ای برای اندازه گیری مومنوم در چند نقطه از دیوار مثلی انجام شده است.

با استفاده از این محاسبات و نیروهای غشایی متناسب با آن (جدول 16-23)، سطح سازی از طریق عملیات زیر که

مربوط به بار خمشی و کششی ترکیبی است، محاسبه می شود.

آخرین الگوی انتخاب برای فولاد مسطح سازی شده، توسط شکل 16-42 نشان داده شده است.



تیر موجود در لبه قیف و مسطح سازی تحتانی دیوارهای عمودی:

از میخ پرچ ها، برای انتقال نیروهای عمودی، از تیر موجود در قسمت افقی شکل به دیوارهای عمودی، استفاده می

شود. برای دیوار "a"، نیروی عمودی منتقل شده به قرار زیر است:

$$P_u = F_{mau} \sin \alpha_a = 15.3 \text{ kip/ft}$$

$$A_s \text{ reqd} = 15.3 / (0.95 \times 0.9 \times 60) = 0.30 \text{ sq in./ft}$$

با سنجیدن جزئیات طراح اولیه دیوارها و تیرهای به کار رفته در لبه، مشخص شد که نیروی F_{mau} در حدود 6 اینچ از

مرکز تیر به کار رفته در لبه، فاصله دارد. برای مومنتوم پیچشی، که توسط دیوار عمودی، تحمل می شود نیاز به

کارگیری میخ پرچ اضافی داریم. برای این هدف، سطح میخ پرچ ها $A_s = 0.34 \frac{\text{in}}{\text{ft}}$ می باشد.

سطح کل میخ پرچ فولادی در نزدیک به وجه داخلی به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$A_s = 0.30/2 + 0.34 = 0.49 \text{ sq in./ft}$$

و در نزدیکی سطح خارجی می شود:

$$A_s = 0.30/2 = 0.15 \text{ sq in./ft.}$$

همانطور که در شکل 43-16 نشان داده شده است، طرز قرار گیری میخ پرچ ها با استفاده از استاندارد قیرهای کلاس 7 و فاصله $14\text{in} \frac{c}{c}$ اجرا می گردد.

به دلیل اینکه از میخ پرچ ها برای اتصال تیرها به دیوارهای عمودی استفاده می شود، تیرهای به کار رفته در لبه، پیچش و نیروی برشی عمودی ناچیزی را متحمل می شوند. فرض می شود نیروی برشی در دیوار بالایی و مؤلفه های افقی نیروی طولی موجود در دیوار قیف نیز نیروی برشی اعمالی به آن، در حال تعادل باشند. بنابراین هیچ بار عرضی افقی توسط تیر به کار رفته، حمل نمی شود. تنها هدف آن ساده سازی در ساختار قیف است. حداقل فولاد در راستای طولی و ساپورت های فلزی بکار رفته شده اند. (شکل 43-16)

دیوارهای عمودی به شکل تیر آهنی عمیق مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفتند تا بار عمودی را به صورت زیر حمل نمایند:

برای دیوار a:

از میخ پرچ به قیف 15.3 kip/ft

$$1.7(9.13) = 15.5 \text{ اصطکاک}$$

$$1.4(0.83)(80)(0.15) = 13.9$$

$$\text{Total} = 44.7 \text{ kip/ft وزن دیوار}$$

به طور مشابه، برای دیوار b مقدار بار عمودی نهایی $42/6 \frac{k}{ft}$ می گردد.

در این مثال دیوارهای عمودی به عنوان تیرهای عمیق مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرند.

این تحلیل نشان می دهد که فولاد به کار رفته در قسمت تحتانی به شرح ذیل است:

قسمت تحتانی دیوار "a" 2 #9

قسمت تحتانی دیوار "b" 3 #9

طراحی ستون

بار اعمالی به هر ستون:

باز زنده بار مرده مواد ذخیره شده در قیف

8500 lb

مواد ذخیره شده در بالای قیف 240000

دیوارها 168750 lb

بام (اصولا بار مرده) 17000

قیف 10300

مجموع: 196550 lb 248500lb

با رنهایی = 698 Kips

یک ستون به ابعاد 20 in × 20 in با تیر 7 #8 لازم است.

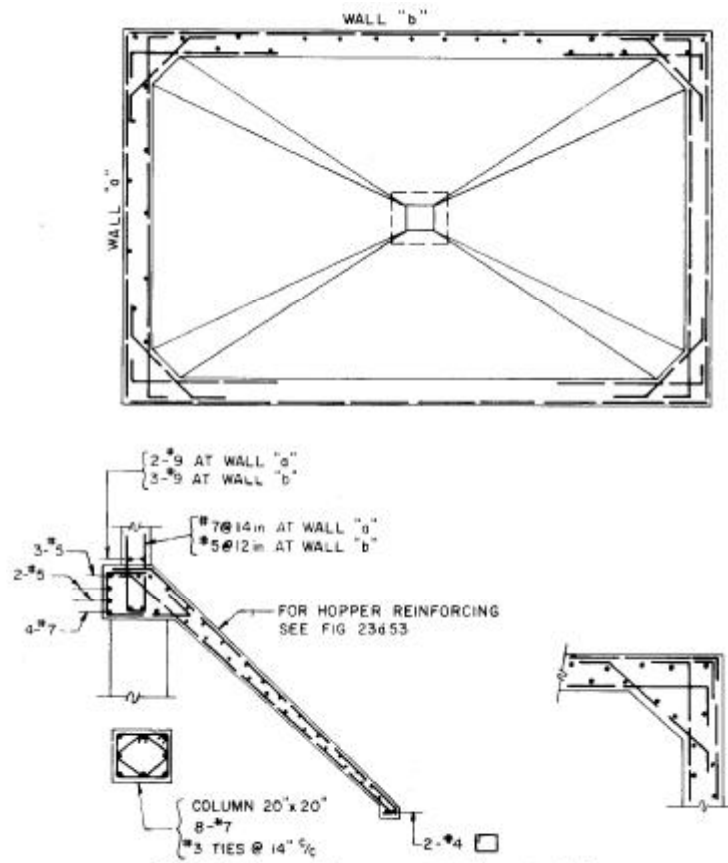


Fig. 16-43 Hopper reinforcement details (Example 16-4).

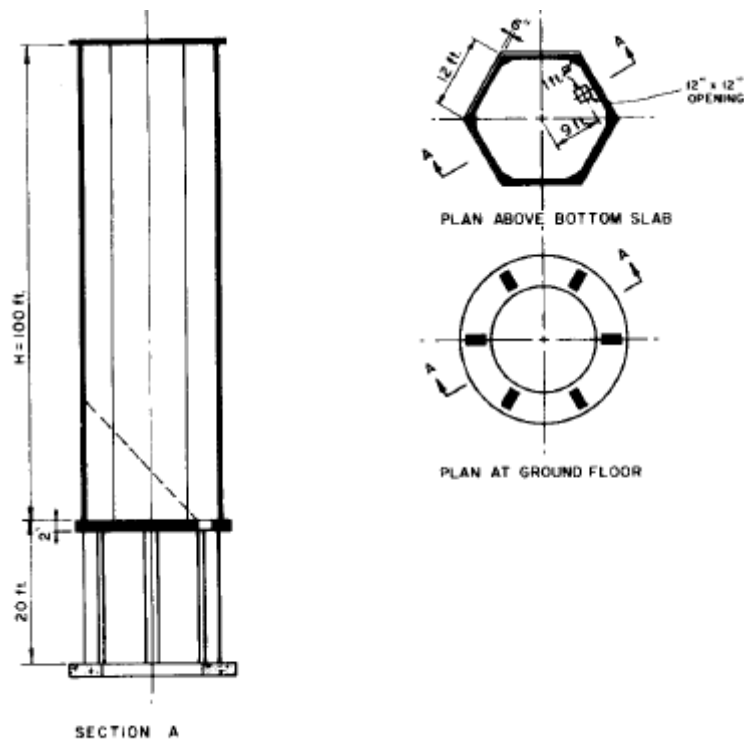


Fig. 16-44 Hexagonal silo dimensions (Example 16-5).

فرض می شود زلزله در ناحیه 0 واقع گردد، بنابراین نیروهای لرزه ای مورد توجه قرار نمی گیرند. اگر نیروهای لرزه ای را بخواهیم لحاظ کنیم، تحلیل بیشتری مورد نیاز خواهد بود، یک ستون قویتر، ترجیحاً ستونی که به صورت مارپیچ مسطح شده باشد، مورد نیاز است.

مثال 16-5 شکل 16-44 طرح اولیه و اساسی و ابعاد یک سیلوی 6 وجهی را که برای ذخیره سازی شن خشک به کار می رود نشان می دهد.

قسمت تحتانی آن دارای قطعه ای افقی با دهانه تخلیه خراج از مرکز است. این سازه توسط 6 ستون حمل می شود.

مقدار بارهای ناشی از بام در هر فوت از دیوار 1200 lb است. از روش قالب گیری استفاده می شود.

دیوارها، قسمت تحتانی و ستونها را با استفاده از $f_c = 4000 \text{ Psi}$ و $f_y = 60000 \text{ Psi}$ طراحی نمائید.

راه حل:

برای شن خشک:

$$\gamma = 100 \text{ pcf}; \rho = 35^\circ; \mu' = 0.70 \quad (\text{جدول 16-1})$$

با استفاده از روش reimbert و فرض سطح صاف در قسمت بالایی داریم:

$$\text{سطح کل می شود: } 6 \times .5 \times 12 \times 12 \sin 60 = 374.1 \text{ ft}^2$$

قطر دایره معادل می وشد:

$$2\sqrt{374.1/\pi} = 21.8 \text{ ft.}$$

$$R = 21.8/4 = 5.45 \text{ ft}$$

$$p_{\max} = 100 \times 5.45/0.7 = 779 \text{ lb/sq ft} \quad (16-9)$$

عبارت "L" در معادله (16-10)، حیظ دایره معادل است که مقدارش $\pi 21/8$ می باشد.

TABLE 16-24 Lateral Pressures on Silo Walls (Example 16-5)

Depth <i>Y</i> (ft)	<i>C_d</i>	Static Lateral Press. <i>p</i> (lb/sq ft)	Lateral Press. Due to Eccent. (lb/sq ft)	Design Lateral Press. <i>p_{des}</i> (lb/sq ft)
16	1.25	459	104	680
37	1.35	630	241	1090
58	1.60	694	378	1490
79	1.85	724	510	1850
100	1.85	740	510	1880

$$C = \frac{21.8\pi}{\pi} \left[\frac{1}{4 \times 0.7 \times 0.271} \right] - 0 = 28.7 \quad (16-10)$$

$$H_1 = 21.8 \tan 35^\circ = 15.3 \text{ ft, say } 16 \text{ ft}$$

$$(H - H_1)/4 = (100 - 16)/4 = 21 \text{ ft}$$

$$H/D = 100/21.8 = 4.6 \quad (16-10)$$

فاکتورهای *cd* از جدول 16-2 خوانده می شوند.

جدول 16-24 فاکتورهای مربوط به فشار اضافی و فشارهای جانبی در اعماق مختلف را نشان می دهد.

در ادامه محاسبات مربوط به عمق $y = 100 \text{ ft}$ نشان داده شده اند:

$$Y/C = 100/28.7 = 3.48$$

$$p = 779 [1 - (3.48 + 1)^{-2}] = 740 \text{ lb/sq ft} \quad 16-6$$

$$q = 100 [100 (3.48 + 1)^{-1} + 0] = 2230 \text{ lb/sq ft} \quad 16-5$$

$$p_{des} = 740 \times 1.85 = 1370 \text{ lb/sq ft} \quad 16-20$$

$$q_{des} = 1.50 \times 2230 = 3340 \text{ lb/sq ft} \quad 16-19 \text{ چ}$$

$$V_{des} = (100 \times 100 - 2230) 5.45 = 42,300 \text{ lb/ft} \quad 16-15$$

تمام محاسبات بالا برای سیلویی با تخلیه مرکزی می باشد.

اکنون فشار طراحی جانبی را باید برای تخلیه به صورت خارج از مرکز، اصلاح نماییم.

و در عمق $y = 100 \text{ ft}$

$Y = H$; $\therefore$ use full correction, P_e

P_e و از اصلاح کامل استفاده کنید $y = it$

یک سیلوی خیالی را که با جایگزین کردن سیلوی دایره ای به جای سیلوی 6 گوشه انتخاب می نماییم.

این امر در شکل 16-8 آمده است.

دایره ای با سطح برابر با سطح 6 گوش و شعاع $10/9 \text{ ft}$ در نظر می گیریم.

شعاع سیلوی خیالی می شود:

$$r_i = 10.9 + 9 = 19.9 \text{ ft} \quad (\text{شکل 16-8})$$

سیلوی شش گوش خیالی متناظر با آن، ابعادی خطی مشابه با $(19/9 / 9:10)$ برابر ابعاد 6 گوش واقعی را داراست.

بنابراین:

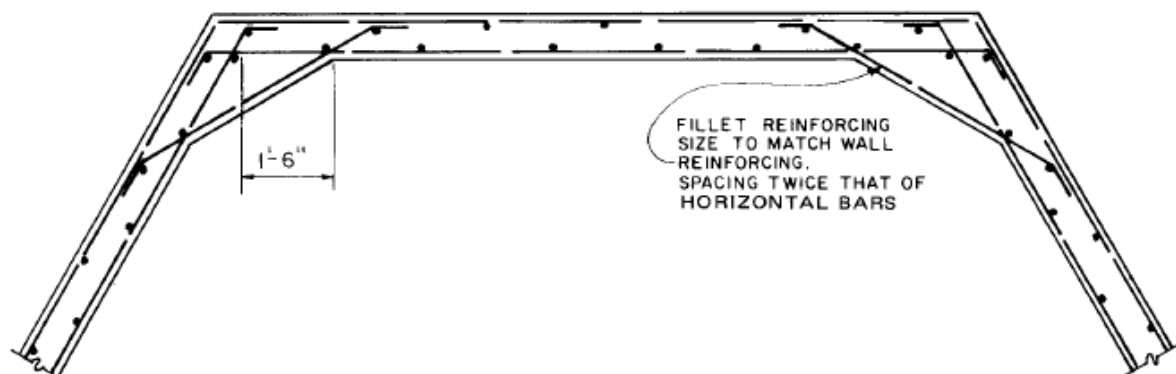


Fig. 16-45 Hexagonal silo wall reinforcing (Example 16-5).

TABLE 16-25 Horizontal Forces, Bending Moments, and Reinforcing Steel Areas
(Example 16-5)

Depth Y (ft)	Ultimate Tensile Force F_u (k/ft)	Ult. Moment at Edge of Fillet (ft-k/ft)	Required Steel Area Inside Face (sq in./ft)	Ultimate Moment at Mid-span (ft-k/ft)	Required Steel Area Outside Face (sq in./ft)
16	12.0	4.3	0.26	7.4	0.35
37	19.3	6.9	0.42	11.9	0.57
58	26.3	9.4	0.57	16.3	0.78
79	32.7	11.7	0.71	20.2	0.97
100	33.2	11.9	0.72	20.6	0.99

$$R_i = 5.45 (19.9/10.9) = 9.95 \text{ ft}$$

$$C = 28.7 (19.9/10.9) = 52.4 \text{ ft}$$

$$Y/C = 100/52.4 = 1.91$$

$$p_{\max} = 100 (9.95)/0.7 = 1420 \text{ lb/sq ft} \quad (16-9)$$

$$p_i = 1250 \text{ lb/sq ft} \quad (16-6)$$

$$p_{ecc} = 1250 - 740 = 510 \text{ lb/sq ft} \quad (16-25)$$

P_{des} اصلاح شده در $y = 100 \text{ ft}$ به قرار زیر است:

$$p_{des} = 1370 + (510) = 1880 \text{ lb/sq ft} \quad P_{des} \quad (16-24)$$

در عمق y که کمتر از مقدار $(100 - 21/8) \text{ ft}$ باشد، مقدار اصلاح شده P_{des} در آن عمق می شود:

$$p_{ecc} = 510 (Y/78.2)$$

فشارهای طراحی اصلاح شده و ضرائب تصحیح که مربوط به اعماق مختلف هستند در جدول 16-24 آمده اند:

نیروی ناشی از دیوار و مومنتوم خمشی در $y = 100 \text{ ft}$ می شود:

$$F_u = 0.866 (1.7) (12) (1880) = 33,200 \text{ lb/ft} \quad (16-51)$$

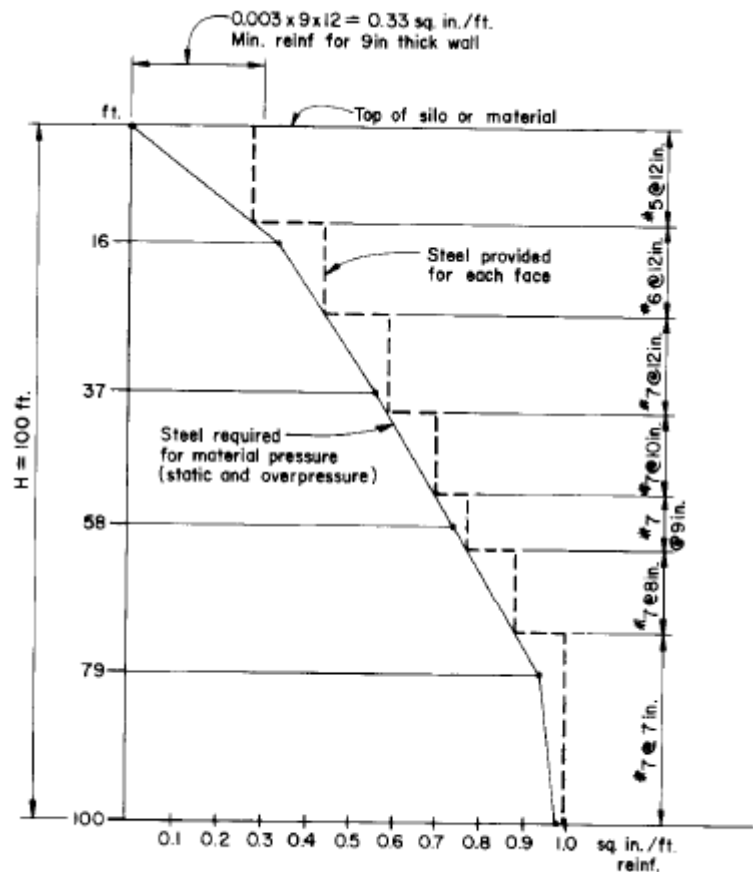


Fig. 16-46 Horizontal reinforcing for silo wall (Example 16-5).

ضخامت دیوار را 9 اینچ فرض کنید.

فاصله ، بخش به بخش ، 12/43 فوت می شود. لبه فیل (شکل 16-45) 1/71 فوت از تقاطع دیوار فاصله دارد. فیلتها با فواصل 9/01 از هم قرار دارند.

فرض کنید دیاگرام مومنتوم سهوی باشد، مومنتوم خمشی در هر عمق که تا لبه فیل کاهش می یابد. به قرار زیر است:

$$M_u = \frac{1.7 p_{des}}{8} (9.01^2 - 12.43^2/3) = 6.31 p_{des}$$

یا در 100 ft $y = 100$

$$M_u = 6.31 (1880) = 11,860 \text{ ft-lb/ft}$$

در وسط:

$$M_u = 1.7 \times (12.43)^2 p_{des}/24$$

نیروهای نهایی در دیوار و مونتوم های خمشی در اعماق مختلف، به همراه سطوح مودر نیاز فولاد به صورت مثبت و منفی (که برای ترکیبی از خمش و کشش انتخاب می شود)، توسط جدول 16-25 نشان داده شده است. نوع مسطح کردن قیف در شکل 16-46 آمده است.

TABLE 16-26 Ultimate Bending Moments and Required Steel Areas for Bottom Slab (Example 16-5)

r/r_o	$(M_r)_u$ ft.-K	REQ'D STEEL in./ft	$(M_f)_u$ ft.-K	REQ'D STEEL in./ft
0.0	121.5	1.35	121.5	1.35
0.1	120.5	1.34	121.0	1.34
0.2	116.5	1.29	118.5	1.32
0.3	111.5	1.23	115.5	1.29
0.4	102.0	1.12	110.5	1.22
0.5	91.5	1.00	104.5	1.15
0.6	78.0	0.85	97.0	1.07
0.7	62.0	.68	87.3	0.96
0.8	43.6	.47	76.6	0.84
0.9	23.0	.44	65.0	0.71
1.0	0.0	.44	52.0	0.57

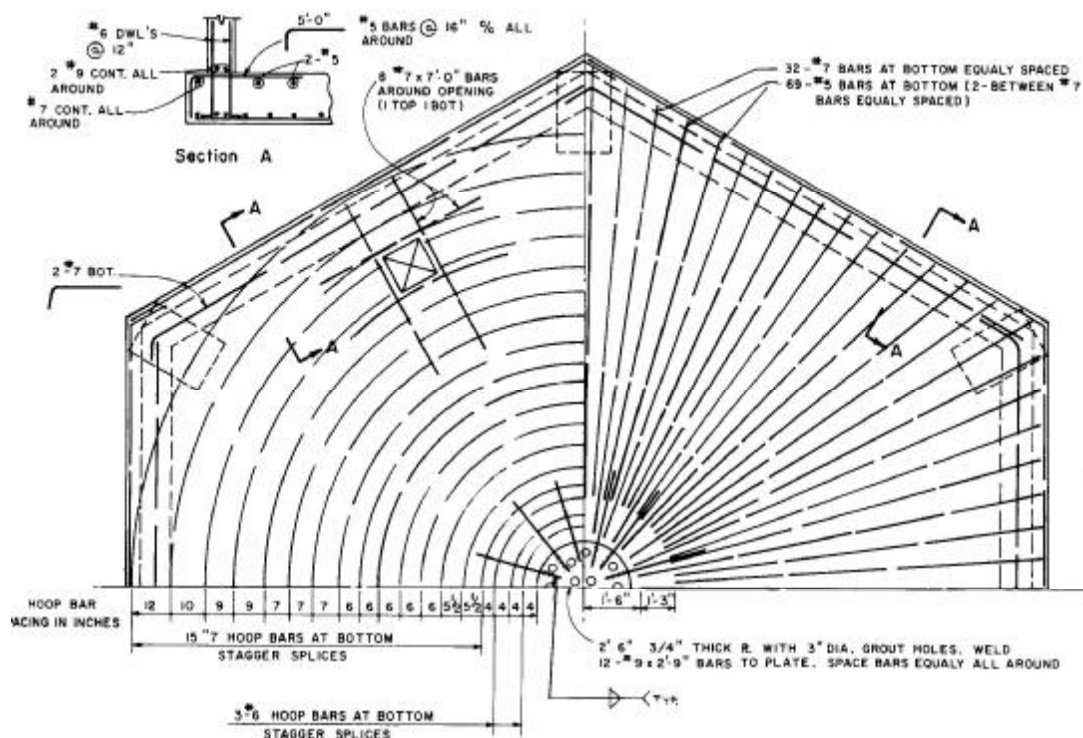


Fig. 16-47 Bottom slab reinforcing (Example 16-5).

طراحی قطعه تحتانی:

با آویزان کردن قطعه تحتانی از دیوار عمودی و بهره مندی از این مزیت که این قطعه بارهای عمودی را به 6 ستون منتقل می نماید، قطعه تحتانی در طول دیوار به صورت مهار شده، قابل طراحی شده است. وقتی دهانه تخلیه کوچک باشد، از جداولی تقریبی برای بدست آوردن مومنتوم های خمشی مماسی و شعاعی وارد بر قطعات مدور استفاده می گردد. برای بدست آوردن این مقادیر تقریبی، دایره ای با شعاع $10/9 \text{ ft}$ ، جایگزین شکل 6 وجهی واقعی می گردد.

بارهای طراحی وارده بر قطعه تحتانی با فرض قطعه ای 24 اینچی، $q_{des} 300$ یا $\frac{Ib}{sqft} 3740$ است.

جدول 16-26، مومنتوم های خمشی و سطوح فولاد مورد نیاز (که با فرض تکیه گاه، محاسبه شده است).

را نشان می دهد. شکل 16-47 مسطح سازی قطعه را نشان می دهد. توجه کنید که در واقع الگویی مدور / شعاعی به کار گرفته شده است. در اطراف دهانه تخلیه، مسطح سازی اضافی باید در نظر گرفته شود تا (حداقل) جایگزین

سطحی گردد که توسط سوراخ جدا شده است. میخ پرچ هایی که برای آویزان کردن قطعه از دیوار به کار می روند باید بار نهایی را با مقدار زیر حمل نمایند:

$$F_u = 1.7 (3.74)(374)/72 = 33.0 \text{ kips per foot of wall}$$

سطح میخ پرچ مورد نیاز می شود:

$$A_s = 33.0/(60 \times 0.90) = 0.61 \text{ sq in. per ft of wall}$$

در هر فوت دیوار

میخ پرچ ها باید برای حفظ میزان در گیر بودنشان در هر دو سمت قطعه و داخل دیوار، حفظ میزان در گیر بودنشان از رابط استفاده کنند.

در نهایت، سیلو های همانند تیرهای عمیق، از نظر خمش چک شده و ستونها طراحی می شوند.