

آئین نامه طراحی سازه های بتنی و تفسیر
(ACI ۳۱۸-۱۴) جلد اول



فصل ۲

نمادها و اصطلاحات فنی

عناوین:

۱-۲ محدوده کاربرد

۲-۲ نمادها

۳-۲ واژگان

دستورالعمل

فصل ۲- نمادها و اصطلاحات فنی

۲-۱- محدوده کاربرد

۲-۱-۱ در این فصل نمادها و اصطلاحات فنی مورد استفاده در این دستورالعمل تعریف می‌شوند.

۲-۲ نمادها

a = عمق بلوک تنش مستطیلی معادل، mm

a_v = دهانه برش، برابر با فاصله بین مرکز بار متمرکز تا الف) بر تکیه‌گاه برای اعضای پیوسته یا طره‌ای، یا ب) مرکز تکیه‌گاه برای اعضای دارای تکیه‌گاه ساده، mm

A_b = مساحت (سطح مقطع) هر میلگرد یا مفتول، mm^2

A_{brg} = سطح خالص لهیدگی سری گل میخ، پیچ مهاری یا میلگرد آجدار سردار، mm^2

A_c = مساحتی از مقطع بتنی که در برابر انتقال برش مقاومت می‌کند، mm^2

A_{cf} = بزرگترین سطح مقطع کل دو نوار متعامد دال-تیر مربوط به یک ستون، در روش تحلیل قاب معادل در دال‌های دوطرفه، mm^2

A_{ch} = مساحت سطح مقطع یک عضو که تا لبه‌های خارجی آرما‌تورهای عرضی اندازه‌گیری می‌شود، mm^2

A_{cp} = مساحت محصور شده توسط محیط خارجی مقطع عرضی بتنی، mm^2

A_{cs} = سطح مقطع در یک انتهای جزء فشاری (بست) در یک مدل تشابه خرابایی که بصورت عمود بر محور عضو فشاری (بست) در نظر گرفته می‌شود، mm^2

A_{ct} = مساحت قسمتی از مقطع که بین وجه کششی خمشی و مرکز سطح مقطع ناخالص واقع است، mm^2

A_{cv} = مساحت ناخالص (مساحت کل) مقطع بتنی محصور شده توسط ضخامت جان و طول مقطع در راستای نیروی برشی مورد نظر در دیوارها و مساحت ناخالص مقطع بتنی در دیافراگم‌ها؛ که نباید از حاصل ضرب ضخامت دیافراگم در عرض آن بیشتر شود، mm^2

A_{cw} = مساحت مقطع بتنی مربوط به یک پایه منفرد، بخش افقی دیوار یا تیر همبند مقاوم برشی، mm^2

تفسیر

۲- نمادها و اصطلاحات فنی

۲-۲ نمادها

CODE

CHAPTER 2—NOTATION AND TERMINOLOGY

2.1—Scope

2.1.1 This chapter fgŁpgu pqvcvkqp cpf termi-pqni { used kp this Eqfg.

2.2—Notation

a = depth qh gswkxcngpv tgevcpiwnct stress dnqem, mm

a_v = shear urcp, gswcn vq fkuvcpeg htqo egpvtg qh eqpegvvtcvgf nqcf vq either: (a) face qh sup-rqtv hqt eqpwpwqu qt ecpvkngxgtgf members, qt (b) egpvtg qh uwr rqtv hqt ukorn { uwr rqtvgf members, mm

A_b = area qh cp kpfkxfwcn bar qt wire, mm²

A_{brg} = pgv dgctkpi area qh the head qh stud, cp-ejqt dqnv, qt headed fghqto gf bar, mm²

A_c = area qh eqpetvgv ugevkkqp tgukuvkpi shear vtcpuhgt, mm²

A_{cf} = greater itquu etquu-ugevkqpcn area qh the uncd-beam strips qh the vyq qtvjqiqpcn equiva-ngpv frames kpvgtugevkpi at a eqnwop qh a vyq-yc { uncd, mm²

A_{ch} = etquu-ugevkqpcn area qh a member mea-sured vq the qwwukfg edges qh vtcpuxgtug tgkp-hqtego gpv, mm²

A_{cp} = area gpenqugf d { qwwukfg perimeter qh eqpetvgv etquu ugevkkqp, mm²

A_{cs} = etquu-ugevkqpcn area at qpg gpf qh a strut kp a strut-cpf- tie o qfgn, vcmgp rgrgpfkewmct vq the axis qh the strut, mm²

A_{ct} = area qh that part qh etquu ugevkkqp dgvyggp the İgzwtcn vgpukqp face cpf egpvtqkf qh itquu ugevkkqp, mm²

A_{cv} = itquu area qh eqpetvgv ugevkkqp dqwpfgf d { web vjkempguu cpf ngpivj qh ugevkkqp kp the di-tgevkkqp qh shear hqtegeqpvkfgtgf kp the case qh ycnmu, cpf itquu area qh eqpetvgv ugevkkqp kp the case qh diaphragms, pqv vq exceed the vjkempguu times the width qh the diaphragm, mm²

A_{cw} = area qh eqpetvgv ugevkkqp qh cp kpfkxfw-cn pier, jqtk|qpvcn ycnm ugiogpv, qt eqwrnkpi beam tgukuvkpi shear, mm²

COMMENTARY

R2—NOTATION AND TERMINOLOGY

R2.2—Notation

تفسیر

دستورالعمل

مصالح سیمانی - موادی مانند سیمان پرتلند، سیمان آبی آمیخته، و سیمان انبساطی، که در صورت استفاده در بتن دارای خاصیت چسبندگی می‌باشند؛ و یا موادی مانند خاکستر بادی، سایر پوزولان‌های طبیعی خام و یا حرارت دیده و پودر شده، میکروسیلیس و سیمان روباره ای که در ترکیب با سیمان مورد استفاده قرار می‌گیرند.

جمع‌کننده - عضوی است که در کشش یا فشار محوری کار میکند و وظیفه انتقال نیروها در بین یک دیافراگم و یک عضو قائم از سیستم مقاوم جانبی را بر عهده دارد.

ستون - عضو قائم یا معمولاً قائمی است که بطور معمول برای تحمل بار فشاری محوری استفاده می‌شود اما می‌تواند لنگر، برش و پیچش را نیز تحمل نماید. ستون‌هایی که بخشی از یک سیستم مقاوم باربر جانبی هستند، ترکیبی از نیروهای محوری، لنگر و برش را تحمل می‌کنند. برای درک بهتر به «قاب خمشی» مراجعه شود.

سرسون - ناحیه بزرگ شده انتهای ستون بتنی که دقیقاً در زیر دال و یا کتیبه واقع شده است و بصورت یکپارچه با ستون بتن‌ریزی می‌گردد.

الزامات انطباق - الزامات مربوط به ساخت و اجرا در آیین‌نامه که خطاب به پیمانکار می‌باشد و باید در صورت لزوم توسط طراح ذیصلاح در مدارک اجرایی قید شود.

الزامات انطباق - اگر چه عمدتاً پیمانکار مخاطب این الزامات می‌باشد، اما الزامات انطباق معمولاً توسط دیگر افراد درگیر با پروژه نیز استفاده می‌شود.

اعضای خمشی بتنی مرکب - اعضای خمشی بتنی تشکیل شده از اجزای پیش ساخته یا درجای بتنی، که در محل‌های جداگانه ساخته می‌شوند ولی اتصال آنها به صورتی است که تمامی اجزا به صورت یک قطعه واحد در برابر بارهای وارده، عمل می‌کنند.

مقطع فشار-کنترل - مقطعی که کرنش خالص کششی در دورترین آرماتور کششی در حالت مقاومت اسمی، کوچکتر یا برابر کرنش مرزی (حد کرنش) فشار-کنترل باشد.

کرنش مرزی فشار-کنترل - کرنش کششی خالص، در شرایط کرنش مقطع بالانس یا متوازن، است.

بتن - مخلوطی است از سیمان پرتلند یا هر مصالح سیمانی دیگر، سنگدانه ریز، سنگدانه درشت و آب، با یا بدون مواد افزودنی

cementitious materials—ocvgtkcnu that have egogpvkpi xcnwg if used kp eqpetvgv either d{ vjgougngxu, such as rqtvncpf egogpv, dngpfgf j{ftcwnke egogpvu, cpf gzrcpukxg egogpv; qt such ocvgtkcnu kp eqodkpcvkqp with I{ ash, qvjgt raw qt ecnekpgf pcvwtcn rq||qncpu, ukkcec fume, cpf unci egogpv.

collector—gngogpv that acts kp czkcn vgpukqp qt eqortguukqp vq vtcpuokv hqtegu dgyvgg a diaphragm cpf a xgtvkecn gngogpv qh the ncvgtcn-hqteg-tgukvkpi u{uvgo.

column—member, wuwcm{ xgtvkecn qt prefqokpcpv{ xgtvkecn, used rtkoctkn{ vq uwrqrqv czkcn eqortguukxg nqcf, but that ecp cnuq resist oqogpv, shear, qt vqtukqp. Eqnwopu used as part qh a ncvgtcn-hqteg-tgukvkpi u{uvgo resist eqodkpgf czkcn nqcf, oqogpv, cpf shear. See cnuq oqogpv frame.

column capital—gnictigogpv qh the vqr qh a eqpetvgv eqnwop nqecvfg fktgvm{ dgnqy the uncd qt ftqr rcpgn that is cast oqpqnkvjkecm{ with the eqnwop.

compliance requirements—eqpuvtwekqp-rencvgf eqfg tgswtgogpvu directed vq the eqpvtce-vqt vq be kpeqtrqtcvgf kpqv eqpuvtwekqp fqewogpvu d{ the nkepgugf fgukip rtqhuukqpcn, as crnkcedng.

composite concrete flexural members—eqpetvgv Igzwtcn members qh precast qt cast-kp-rnceg eqpetvgv gngogpvu, eqpuvtwevgf kp separate rncegogpvu but eqppgevgf uq that cm gngogpvu tgurqpf vq nqcfu as a wplv.

compression-controlled section—etquu ugevqkp kp which the pgv vgpukng utckp kp the extreme vgpukqp tgphqteogpv at pqokpcn utgpij is nguu vjcp qt gswcn vq the eqortgu-ukqpeqpvqmgf utckp nkokv.

compression-controlled strain limit—pgv vgpukng utckp at dcncpegf utckp eqpfkvkqpu.

concrete—mixture qh rqtvncpf egogpv qt cp{ qvjgt egogpvkvkquw ocvgtkcn, Lpg aggregate, eqctug aggregate, cpf water, with qt ykvjqwv admixtures.

compliance requirements—Cnvjqwjj pri-octkn{ directed vq the eqpvtcevqt, the eqornk-cpeg tgswtgogpvu are cnuq eqoqpn{ used d{ qvjgtu kpxqnxgf with the rtqgev.

۴-۴-۵-۶-۵ در گروه‌های طراحی لرزه‌ای E، D و F اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم جانبی نیستند باید طوری طراحی شوند که قادر به تحمل تغییر مکان‌های جانبی و نیروهای ایجاد شده در زمان پاسخ ساختمان به بار زلزله، باشند.

۴-۴-۵-۶-۵ استفاده از اعضای سازه‌ای که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند، مجاز بوده و الزامات بندهای ۴-۴-۵-۶-۴ و ۴-۴-۵-۶-۲ باید در مورد آنها اجرا شود.

۴-۴-۵-۶-۱ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای E، D، C، B، یا F، اثرات این اعضای سازه‌ای (اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند) بر روی پاسخ سیستم، باید در طراحی سازه در نظر گرفته شده و گنجانده شود.

۴-۴-۵-۶-۲ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای E، D، C، B، یا F، پیامدهای ناشی از آسیب این اعضای سازه‌ای (اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند) نیز، باید در نظر گرفته شود.

۴-۴-۵-۶-۳ در سازه‌های متعلق به گروه‌های طراحی لرزه‌ای E، D، یا F، اعضای سازه‌ای که جزیی از سیستم مقاوم لرزه‌ای محسوب نمی‌شوند باید الزامات مربوطه به در فصل ۱۸ را تأمین نمایند.

۴-۴-۶-۶ اگرچه طراحی اعضای غیر سازه‌ای برای اثرات لرزه‌ای در گستره کاربردی این دستورالعمل نمی‌گنجد، اما اثرات منفی محتمل اعضای غیرسازه‌ای بر روی رفتار سازه در گروه‌های طرح لرزه‌ای "E" "F" "G" و D باید در نظر گرفته شود. اندرکنش اعضای غیر سازه‌ای با سیستم سازه‌ای بعنوان مثال اثر ستون کوتاه، باعث تخریب اعضای سازه‌ای و فروریزش برخی سازه‌ها در طول زلزله‌های گذشته شده است.

۴-۴-۶-۶ اثرات اعضای غیرسازه‌ای باید طبق بخش ۱۸-۲-۱ لحاظ شده و اثرات ناشی از آسیب این اعضا نیز باید در نظر گرفته شود.

۴-۴-۷-۴ دیافراگم‌ها - دال‌های کف و بام نقشی دوگانه را با تحمل همزمان بارهای ثقلی و انتقال نیروهای جانبی در صفحه خود دیافراگم، ایفا می‌کنند. الزامات عمومی دیافراگم‌ها در فصل ۱۲ آورده شده است، و نقش دیافراگم در تفسیر آن فصل تعریف شده است. الزامات تکمیلی طراحی دیافراگم‌ها در سازه‌های متعلق به گروه‌های طرح لرزه‌ای، E و F، در فصل ۱۸ ذکر شده است.

۴-۴-۷ دیافراگم‌ها

۴-۴-۷-۱ دیافراگم‌ها، همچون دال‌های کف و بام باید طوری طراحی شوند تا بطور همزمان بارهای ثقلی خارج از صفحه و بارهای جانبی درون صفحه در ترکیب بارهای بخش ۴-۳ را تحمل کنند.

4.4.6.5 Structural members assumed not to be part of the seismic-force-resisting system shall be permitted, subject to the requirements of 4.4.6.5.1 and 4.4.6.5.2.

4.4.6.5.1 In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the effects of those structural members on the response of the system shall be considered and accommodated in the structural design.

4.4.6.5.2 In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the consequences of damage to those structural members shall be considered.

4.4.6.5.3 In structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system shall meet the applicable requirements in Chapter 18.

4.4.6.6 Effects of nonstructural members shall be accounted for as described in **18.2.2.1** and consequences of damage to nonstructural members shall be considered.

4.4.7 Diaphragms

4.4.7.1 Diaphragms, such as I_{qqt} or roof slabs, shall be designed to resist simultaneously both out-of-plane gravity loads and in-plane lateral forces in load combinations given in 4.3.

R4.4.6.5 In Seismic Design Categories D, E, and F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system are required to be designed to accommodate drifts and forces that occur as the building responds to an earthquake.

R4.4.6.6 Although the design of nonstructural elements for earthquake effects is not included in the scope of this Code, the potential negative effects of nonstructural elements on the structural behavior need to be considered in Seismic design Categories B, C, D, E, and F. Interaction of nonstructural elements with the structural system—for example, the short-column effect—had led to failure of structural members and collapse of some structures during earthquakes in the past.

R4.4.7 Diaphragms —Floor and roof slabs play a dual role by simultaneously supporting gravity loads and transmitting lateral forces in their own plane as a diaphragm. General requirements for diaphragms are provided in Chapter 12, and roles of the diaphragm described in the Commentary to that chapter. Additional requirements for design of diaphragms in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, and F are prescribed in Chapter 18.

۴-۴-۷-۲ دیافراگم ها و اتصالات آنها به اعضای قابی باید طوری طراحی شوند تا بارها را میان دیافراگم ها و اعضای قابی منتقل کنند.

۴-۴-۷-۳ دیافراگم ها و اتصالات آنها باید طوری طراحی شوند تا تکیه گاه جانبی مناسب را برای اعضای قائم، افقی و مورب فراهم کنند.

۴-۴-۷-۴ دیافراگم ها باید طوری طراحی شوند تا بتوانند بارهای جانبی وارده از خاک و فشارهای هیدرواستاتیکی و سایر بارهای اختصاص داده شده به دیافراگم از طریق تحلیل سازه راه تحمل کنند.

۴-۴-۷-۵ کلیه سیستم های سازه ای باید دارای یک مسیر بار کامل، مطابق بخش ۴-۴-۴ باشند. مسیر بار در صورت نیاز شامل جمع کننده هایی نیز می باشد.

۴-۴-۷-۵ جمع کننده ها در جایی که انتقال نیرو بین دیافراگم ها و اعضای قائم مورد نیاز است، به کار برده می شوند.

۴-۴-۷-۶ دیافراگم هایی که بخشی از سیستم مقاوم لرزه ای هستند، باید برای نیروهای وارده طراحی شوند. در سازه های متعلق به گروه های طرح لرزه ای E، D و F، طراحی دیافراگم باید مطابق ضوابط فصل ۱۸ باشد.

۴-۵ تحلیل سازه ها

نقش تحلیل، تخمین نیروهای داخلی و تغییر شکل های سیستم سازه ای است، همچنین تطبیق با ضوابط مربوط به مقاومت، خدمت پذیری و پایداری در این دستورالعمل از وظایف تحلیل می باشد. امروزه استفاده از کامپیوتر در مهندسی سازه انجام تحلیل سازه های پیچیده را ممکن ساخته است. لذا طبق این دستورالعمل، لازم است که روند تحلیلی مورد استفاده، اصول اساسی تعادل و سازگاری تغییر شکل ها را تامین نموده و امکان استفاده از برخی شیوه های تحلیلی، شامل روش تشابه خرابایی که برای نواحی ناپیوسته مورد نیاز می باشد و در فصل ۶ ارائه شده است راه فراهم نماید.

۴-۵ تحلیل سازه ها

۴-۵-۱ روش ها و روندهای تحلیلی باید سازگاری تغییر شکل ها و تعادل نیروها را تامین نمایند.

۴-۵-۲ استفاده از روش های تحلیل ذکر شده در فصل ۶، مجاز می باشد.

4.4.7.2 Diaphragms and their connections to framing members shall be designed to transfer forces between the diaphragm and framing members.

4.4.7.3 Diaphragms and their connections shall be designed to provide lateral support to vertical, horizontal, and inclined elements.

4.4.7.4 Diaphragms shall be designed to resist applicable lateral loads from soil and hydrostatic pressure and other loads assigned to the diaphragm by structural analysis.

4.4.7.5 Collectors shall be provided where required to transmit forces between diaphragms and vertical elements.

4.4.7.6 Diaphragms that are part of the seismic-force-resisting system shall be designed for the applied forces. In structures assigned to Seismic Design Category D, E, and F, the diaphragm design shall be in accordance with Chapter 18.

4.5—Structural analysis

4.5.1 Analytical procedures shall satisfy compatibility of deformations and equilibrium of forces.

4.5.2 The methods of analysis given in **Chapter 6** shall be permitted.

R4.4.7.5 All structural systems must have a complete load path in accordance with 4.4.4. The load path includes collectors where required.

R4.5—Structural analysis

The role of analysis is to estimate the internal forces and deformations of the structural system and to establish compliance with the strength, serviceability, and stability requirements of the Code. The use of computers in structural engineering has made it feasible to perform analysis of complex structures. The Code requires that the analytical procedure used meets the fundamental principles of equilibrium and compatibility of deformations, permitting a number of analytical techniques, including the strut-and-tie method required for discontinuity regions, as provided in Chapter 6.

۴-۶-۴- مقاومت

۴-۶-۱- مقاومت طراحی یک عضو و اتصالات آن بر حسب لنگر، نیروی محوری، برش، پیچش و لهیدگی، باید برابر مقاومت اسمی، S_n ، ضرب در ضریب کاهش مقاومت مناسب (λ)، در نظر گرفته شود.

۴-۶-۲- سازه‌ها و اعضای سازه‌ای باید در همه مقاطع دارای مقاومت طراحی، (λS_n) ، بزرگتر یا برابر مقاومت مورد نیاز (U) محاسبه شده برای نیروها و بارهای ضریبدار در ترکیبات بار مورد نیاز این دستورالعمل یا آیین‌نامه عمومی ساختمان، باشند.

۴-۶- مقاومت

الزامات اولیه طراحی بر مبنای مقاومت به صورت زیر بیان می‌شود:
مقاومت مورد نیاز \times مقاومت طرح

$$\lambda S_n \geq U$$

در روند طراحی بر مبنای مقاومت، سطح ایمنی توسط ترکیبی از ضرایب اعمال شده بر بارها، و ضریب کاهش مقاومت λ اعمال شده بر مقاومت‌های اسمی، تامین می‌شود.

از مقاومت یک عضو یا مقطع، محاسبه شده با استفاده از مفروضات استاندارد و معادله‌های مقاومت، همراه با مقادیر اسمی مقاومت‌های مصالح و ابعاد آنها، به عنوان مقاومت اسمی یاد شده و به طور کلی با (S_n) نشان داده می‌شود. مقاومت طراحی یا مقاومت قابل استفاده یک عضو یا مقطع، مقاومت اسمی کاهش یافته با اعمال ضریب کاهش مقاومت مناسب λ می‌باشد. هدف اعمال ضریب کاهش مقاومت، احتساب احتمال وجود کاهش مقاومت به دلیل تغییرات مقاومت مصالح و ابعاد آنها در محل و زمان استفاده، اثر فرضیات ساده کننده در معادلات طراحی، درجه شکل پذیری، مدهای شکست احتمالی عضو، ضریب اطمینان مورد نیاز و اهمیت شکست و وجود مسیرهای بار جایگزین برای عضو در سازه، می‌باشد.

این دستورالعمل، یا آیین‌نامه عمومی ساختمان، ترکیبات بار طراحی (ترکیبات بار ضریبدار) را تعیین می‌کند به نحوی که ضرب انواع مختلف بارها در ضرایب بار منفرد و سپس ترکیب آنها برای بدست آوردن یک بار ضریبدار یعنی L ، را توصیف می‌کند. ضرایب مربوط به هر یک از بارها و ترکیب آنها از طریق جمع کردن، نشاندهنده تغییرات اثر هر بار، احتمال وقوع همزمان اثر بارهای مختلف و تقریب‌های مورد استفاده در تحلیل سازه هنگام تعیین مقاومت‌های طراحی، می‌باشد.

4.6—Strength

4.6.1 Design strength of a member and its joints and connections, in terms of moment, axial force, shear, torsion, and bearing, shall be taken as the nominal strength S_n multiplied by the applicable strength reduction factor π

4.6.2 Structures and structural members shall have design strength at all sections, πS_n , greater than or equal to the required strength U calculated for the factored loads and forces in such combinations as required by this Code or the general building code.

R4.6—Strength

The basic requirement for strength design may be expressed as follows.

design strength \geq required strength

$$\lambda S_n \geq U$$

In the strength design procedure, the level of safety is provided by a combination of factors applied to the load and strength reduction factors λ applied to the nominal strength.

The strength of a member or cross section, calculated using standard assumptions and strength equations, along with nominal values of material strengths and dimensions, is referred to as nominal strength and is generally designated S_n . Design strength or usable strength of a member or cross section is the nominal strength reduced by the applicable strength reduction factor λ . The purpose of the strength reduction factor is to account for the probability of understrength due to variations of in-place material strengths and dimensions, the effect of simplifying assumptions in the design equations, the degree of ductility, potential failure mode of the member, the required reliability, and the possibility of failure and existence of alternative load paths for the member in the structure.

This Code, or the general building code, prescribes design load combinations, also known as factored load combinations, which show the way different types of loads are multiplied (factored) by individual load factors and then combined to obtain a factored load U . The individual load factors and additive combination show the variability in magnitude of the individual load effect, the probability of simultaneous occurrence of various load effects, and the assumptions and approximations made in the structural analysis when determining required design strengths.

دستور العمل

۳-۷ محدودیت‌های طراحی

۳-۷-۱ حداقل ضخامت دال

۳-۷-۱-۱ برای دال‌های غیر پیش‌تنیده با مقطع توپر که به دیوارهای جداکننده یا سایر اجزایی که احتمال آسیب آنها بر اثر تغییر شکل‌های زیاد وجود دارد، متصل نیستند، ضخامت کلی دال h نباید کمتر از مقادیر داده شده در جدول ۳-۷-۱-۱ باشد، مگر اینکه مقدار تغییر شکل‌های محاسبه شده در بند ۳-۷-۲، برآورده شوند.

7-3-1-1:

شرایط تکیه‌گاهی	حداقل $h^{(1)}$
تکیه‌گاه ساده	42
یک انتهای ممتد	46
هر دو انتها ممتد	4:
طره‌ای (کنسولی)	32

[1] مقادیر فوق برای بتن معمولی و $f_y \geq 642 \text{ ORc}$ تنظیم شده است. برای موارد دیگر حداقل h باید مطابق بندهای ۳-۷-۱-۱ تا ۳-۷-۱-۳ به نحو مناسب اصلاح شود.

۳-۷-۱-۱-۱ برای f_y غیر از 642 ORc ، مقادیر جدول ۳-۷-۱-۱ باید در $(206-h_y)922$ ضرب شوند.

۳-۷-۱-۱-۲ برای دال‌های بدون پیش‌تنیدگی ساخته شده از بتن سبک با W_c در محدوده 144° تا 184° کیلوگرم بر متر مکعب مقادیر جدول ۳-۷-۱-۱ باید در بزرگترین مقدار (الف) و (ب) زیر ضرب شوند:

الف) $3087/202225 y_c$

ب) 302

۳-۷-۱-۱-۳ برای دال‌های مرکب غیرپیش‌تنیده ساخته شده از ترکیب بتن سبک و بتن معمولی که در طول اجرا دارای شمع‌بندی می‌باشند و هم‌چنین در جایی که بتن سبک در فشار است، ضریب اصلاح بند ۳-۷-۱-۱ باید اعمال گردد.

۳-۷-۱-۲ ضخامت کفسازی بتنی، اگر به طور یکپارچه با دال کف ریخته شده باشد و یا اگر کفسازی بصورت مرکب با دال کف مطابق با بخش ۴-۱۶ طراحی شده باشد، ضخامت کلی دال d_1 می‌تواند شامل ضخامت کفسازی بتنی نیز باشد.

تفسیر

۳-۷ محدودیت‌های طراحی

۳-۷-۱ حداقل ضخامت دال - مقدار حداقل ضخامت برای دال‌های یک‌طرفه، مشابه آنچه برای تیرها در نظر گرفته شده، می‌باشد. برای اطلاعات بیشتر به بخش ۳-۷-۱ تفسیر رجوع شود.

7.3—Design limits

7.3.1 Minimum slab thickness

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness h shall not be less than the limits in Table 9.5.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.5.4 are used.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$l/20$
One end continuous	$l/16$
Both ends continuous	$l/14$
Cantilever	$l/8$

⁽¹⁾For f_y other than 642 MPa, the expressions in Table 9.5.1.1 shall be multiplied by $(2.6 - f_y/922)$.

7.3.1.1.1 For f_y other than 642 MPa, the expressions in Table 9.5.1.1 shall be multiplied by $(2.6 - f_y/922)$.

7.3.1.1.2 For nonprestressed slabs made of lightweight concrete having w_c in the range of 3662 to 3622 kg/m³, the h in Table 9.5.1.1 shall be multiplied by the greater of (a) and (b):

- (a) $1.65 - 2.2225w_c$
- (b) 1.2;

7.3.1.1.3 For nonprestressed slabs made of lightweight and normalweight concrete, shored during construction, and where the lightweight concrete is in compression, the h of 9.5.1.1.4 shall apply.

7.3.1.2 The thickness of a concrete floor slab shall be permitted to be included in h if it is placed monolithically with the slab or if the floor slab is designed to be composite with the slab in accordance with 16.4.

R7.3—Design limits

R7.3.1 Minimum slab thickness—The basis for minimum thickness for one-way slabs is the same as that for beams.

Refer to **R9.3.1** for additional information.

دقت داشته باشید برای دال‌های با ضخامت متغیر باید مقاومت برشی در چندین مقطع کنترل شود (به بند ۲۲-۶-۴-۱-ب مراجعه شود)

ب) کتیبه باید در هر جهت حداقل به اندازه یک ششم طول دهانه از مرکز تا مرکز تکیه گاه‌ها در همان جهت، از طرفین خط محور تکیه‌گاه امتداد یابد.

۸-۲-۵ یک کلاهدک برشی که جهت افزایش مقطع بحرانی برش در یک اتصال، دال-ستون مورد استفاده قرار می‌گیرد، باید از زیر سطح تحتانی دال بیرون زده و بصورت افقی از بر ستون به فاصله حداقل برابر ضخامت بیرون‌زدگی در زیر سطح تحتانی دال، ادامه یابد.

۸-۲-۶ مصالح

۸-۲-۱-۶ مشخصات طراحی بتن باید ضوابط طبق فصل ۱۹ در نظر گرفته شود.

۸-۲-۲-۶ مشخصات طراحی آرماتورهای فولادی باید مطابق با ضوابط فصل ۲۰ در نظر گرفته شود.

۸-۲-۳-۶ الزامات مصالح، طراحی و جزئیات اجزاء مدفون در بتن باید طبق بخش ۲۰-۷ در نظر گرفته شود.

۸-۲-۷ اتصال به سایر اعضا- ایمنی یک سیستم دالی با توجه به انتقال بار از دال به ستون‌ها بوسیله خمش، برش و پیچش تأمین می‌شود.

۸-۲-۷ اتصال به سایر اعضا

۸-۲-۷-۱ اتصالات تیر-ستون و دال-ستون باید ضوابط فصل ۱۵ را تأمین کنند.

۸-۳ محدودیت‌های طراحی

۸-۳-۱ حداقل ضخامت دال - حداقل ضخامت‌های دال طبق بندهای ۸-۳-۱ و ۸-۳-۲ مستقل از بارگذاری و مدول الاستیسیته بتن است، که هر دو عامل بر روی تغییرشکل‌ها تاثیر قابل توجهی دارند. ولی توجه داشته باشید این حداقل ضخامت‌ها در دال‌های با سربار دائمی زیاد (غیرمعمول) یا در بتن‌هایی با مدول الاستیسیته کمتر از بتن معمولی (به میزان قابل توجه)، بکار نخواهند رفت.

۸-۳ محدودیت‌های طراحی

۸-۳-۱ حداقل ضخامت دال

(b) The drop panel shall extend in each direction from the centerline of support a distance not less than one-sixth the span length measured from center-to-center of supports in that direction.

8.2.5 A shear cap, where used to increase the critical section for shear at a slab-column joint, shall project below the slab soffit and extend horizontally from the face of the column a distance at least equal to the thickness of the projection below the slab soffit.

8.2.6 Materials

8.2.6.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

8.2.6.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

8.2.6.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with **20.7**.

8.2.7 Connections to other members

8.2.7.1 Beam-column and slab-column joints shall satisfy **Chapter 15**.

8.3—Design limits

8.3.1 Minimum slab thickness

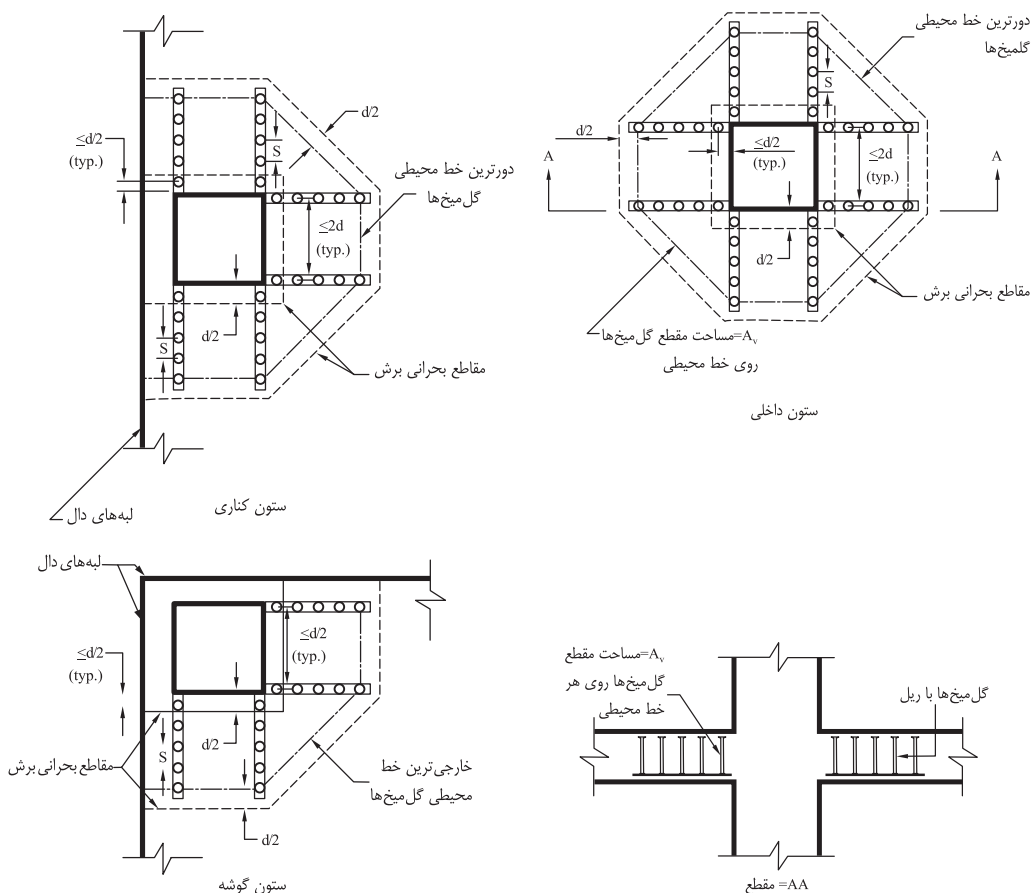
For slabs with changes in thickness, it is necessary to check the shear strength at several sections (Refer to 22.6.4.1(b)).

R8.2.7 Connections to other members—Safety of a slab system requires consideration of the transmission of load from the slab to the columns by flexure, torsion, and shear.

R8.3—Design limits

R8.3.1 Minimum slab thickness—The minimum slab thicknesses in 8.3.1.1 and 8.3.1.2 are independent of loading and concrete modulus of elasticity, both of which have significant effects on deflections. These minimum thicknesses are not applicable to slabs with unusually heavy superimposed sustained loads or for concrete with modulus of elasticity significantly lower than that of ordinary normal-weight concrete. Deflections should be calculated for such situations.

یک گل میخ سردار در مقایسه با یک ساق خاموت با خم‌های انتهایی، دارای لغزش کمتر و همچنین به تبع آن دارای عرض ترک برشی کمتری خواهد بود. لذا این عملکرد بهبود یافته منجر به افزایش حدود مقاومت برشی و فاصله بین خطوط محیطی آرماتور گل میخی سردار می‌شود. لازم به ذکر است آرایش متداول آرماتور برشی گل میخی سردار در شکل ۸-۷-۷ تفسیر نشان داده شده است. بطوریکه مقطع بحرانی خارج از آرماتورهای برشی، بصورت چند ضلعی می‌باشد. همچنین روابط محاسبه تنش‌های برشی در این مقاطع چندضلعی در دستورالعمل ACI 421.1R ارائه شده است.



Compared with a leg of a stirrup having bends at the ends, a stud head exhibits smaller slip and, thus, results in smaller shear crack widths. The improved performance results in increased limits for shear strength and spacing between peripheral lines of headed shear stud reinforcement. Typical arrangements of headed shear stud reinforcement are shown in Fig. R8.7.7. The critical section beyond the shear reinforcement generally has a polygonal shape. Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

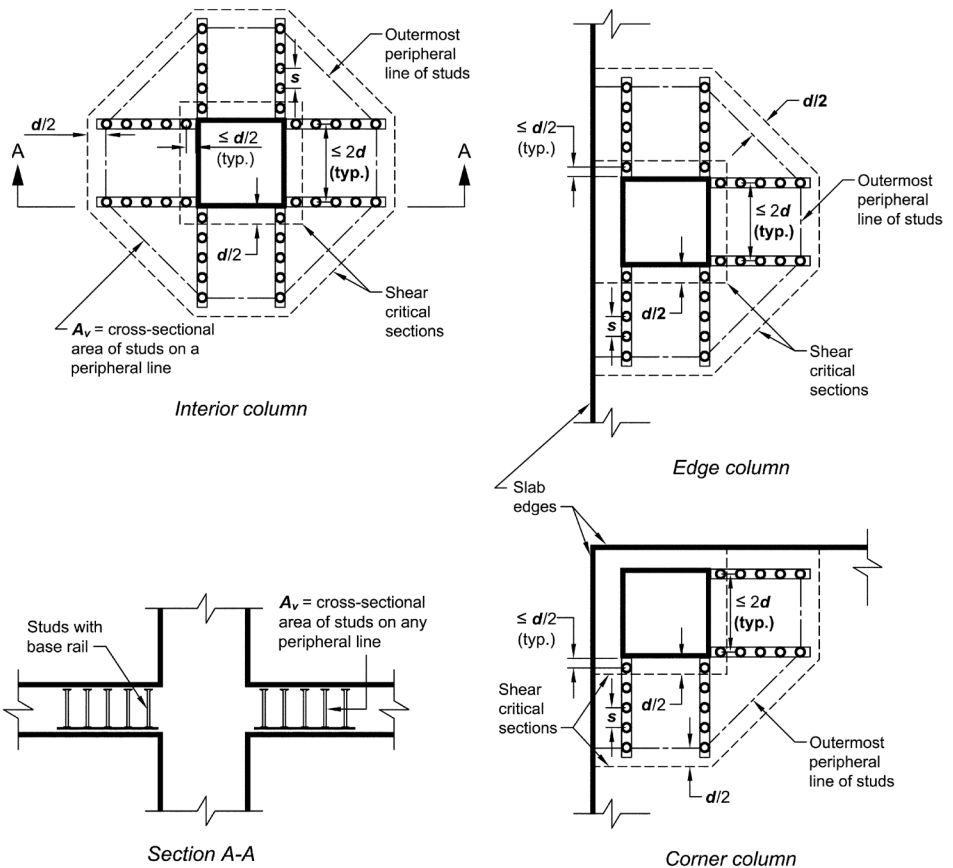
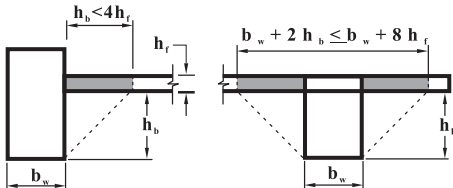


Fig. R8.7.7—Typical arrangements of headed shear stud reinforcement and critical sections.

تفسیر

۴-۴-۲-۹ دو مثال از مقاطعی که برای طراحی پیچشی در نظر گرفته شده اند در شکل ۴-۴-۲-۹ تفسیر آورده شده است.



: 4 4 2-9

۳-۹ محدودیت طراحی

۱-۳-۹ حداقل عمق (ارتفاع) تیر

۱-۱-۳-۹ برای کاربرد این بخش برای تیرهای بتنی مرکب به بند ۲-۳-۹ تفسیر مراجعه شود.

دستور العمل

۴-۴-۲-۹ برای طراحی پیچشی طبق بخش ۷-۲۲، عرض بال پیش آمده (عرض بال اصلاح شده تیر) مورد استفاده در محاسبه A_{cp} ، A_g و p_{cp} باید مطابق با موارد زیر محاسبه شود:

الف) عرض بال پیش آمده (عرض بال اصلاح شده تیر) باید شامل بخشی از دال در هر سمت تیر که به فاصله‌ای برابر بیرون زدگی تیر در بالا و پایین دال، هر کدام که بزرگتر است، ادامه یافته باشد، اما نباید از چهار برابر ضخامت دال بیشتر باشد.
ب) در مواردی که پارامتر A_{cp}^2/p_{cp} در مقاطع توپر یا A_g^2/p_{cp} در مقاطع توخالی در تیر بالدار، کمتر از مقدار محاسبه شده برای همان تیر بدون در نظر گرفتن بال باشد، باید از پیش آمدگی بال صرف نظر شود.

۳-۹ محدودیت طراحی

۱-۳-۹ حداقل عمق (ارتفاع) تیر

۱-۱-۳-۹ در تیرهای غیرپیش تنیده که به پارتیشن و یا سایر اجزای سازه‌ای (که احتمال آسیب رسیدن به آن‌ها تحت تغییر شکل‌های بزرگ وجود دارد) متصل نبوده و یا این اجزاء برای آنها تکیه‌گاه محسوب نشوند. عمق کلی تیر h باید محدودیت‌های درج شده در جدول ۱-۱-۳-۹ را تأمین کند، مگر آنکه محاسبات تغییر شکل، محدودیت‌های ارائه شده در بخش ۲-۳-۹ را تأمین نماید.

: 1-1-3-9

شرایط تکیه‌گاهی	حداقل $h^{(1)}$
تکیه‌گاه ساده	38
یک انتها پیوسته	3:07
هر دو انتها پیوسته	43
کنسولی (طره)	1:

(۱) موارد ذکر شده، برای بتن یا وزن نرمال (بتن معمولی) و آرماتور رده ۴۲ در نظر گرفته شده است. در سایر موارد، حداقل h باید طبق بندهای ۱-۱-۳-۹ تا ۳-۱-۳-۹ بطور مناسب اصلاح شود.

۱-۱-۳-۹ برای f_y بیش از ۴۲۰ مگاپاسکال، مقادیر جدول ۱-۱-۳-۹ باید در $(f_y/700 + 0.4)$ ضرب شوند.

۱-۱-۳-۹ در اینجا اصلاح f_y بصورت تقریبی است، اما لازم است بدانید که این اصلاح نتایج محافظه کارانه‌ای برای نسبت معمول آرماتورها و همچنین برای f_y های میان ۲۸۰ و ۵۵۰ مگاپاسکال، فراهم می‌کند.

9.2.4.4 For torsional design according to 22.7, the overhanging l_{cpig} width used to calculate A_{cp} , A_g , and p_{cp} shall be in accordance with (a) and (b):

- (a) The overhanging l_{cpig} width shall include that portion of slab on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness.
- (b) The overhanging l_{cpigu} shall be neglected in cases where the parameter A_{cp}^2/p_{cp} for solid sections or A_g^2/p_{cp} for hollow sections calculated for a beam with l_{cpigu} is less than that calculated for the same beam ignoring the l_{cpigu} .

9.3—Design limits

9.3.1 Minimum beam depth

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large $f_g l_{gwkqpu}$, overall beam depth h shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated $f_g l_{gwkqp}$ limits of 9.3.2 are $ucvku\text{L}gf$.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$l/8$
One end continuous	$l/7$
Both ends continuous	$l/3$
Cantilever	$l/4$

⁽¹⁾Expressions applicable for normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other cases, minimum h shall $dg^o\text{qfkL}gf^*kp^*ceeq\text{fcpeg}^*ykvj^* ; 0.5(3/3)3^*v\text{jtqw}ij^* ; 0.5(3/3)5^*$ as appropriate.

9.3.1.1.1 For f_y other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

R9.2.4.4 Two examples of the section to be considered in torsional design are provided in Fig. R9.2.4.4.

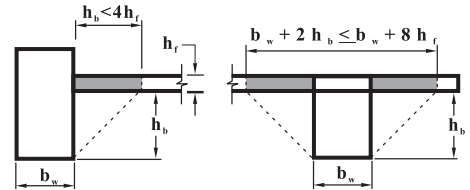


Fig. R9.2.4.4—Examples of the portion of slab to be included with the beam for torsional design.

R9.3—Design limits

R9.3.1 Minimum beam depth

R9.3.1.1 For application of this provision to composite concrete beams, refer to R9.3.2.2.

R9.3.1.1.1 The $oqfk\text{L}ecv\text{kqp}$ for f_y is approximate, but should provide conservative results for typical reinforcement ratios and for values of f_y between 280 and 550 MPa.

دستور العمل

۱-۷-۴ آرماتورهای انتظار خم شده

۱-۷-۴-۱ شیب ناحیه خم شده میلگرد طولی نسبت به محور طولی ستون نباید از مقدار ۱ به ۶ تجاوز نماید. میلگردهای عمودی بالا و پایین بخش خم شده باید موازی با محور ستون باشند.

۱-۷-۴-۲ چنانچه مقدار تغییر بعد ستون ۷۵ میلیمتر یا بیشتر باشد، میلگردهای طولی نباید خم شوند و به جای آن بایستی از میلگردهای اتصال مجزا، بصورتی که با میلگردهای طولی مجاور وجوه تغییر یافته ستون دارای وصله پوششی باشند، استفاده گردد.

۱-۷-۵ وصله‌های آرماتورهای طولی

۱-۷-۵ وصله‌های آرماتورهای طولی

۱-۷-۵-۱ کلیات

۱-۷-۵-۱ کلیات

۱-۷-۵-۱-۱ وصله‌های پوششی، مکانیکی، با جوش لب به لب و وصله‌های اتکایی، مجاز می‌باشند.

۱-۷-۵-۲ وصله‌ها باید ملزومات تمامی ترکیب بارهای ضریب‌دار را تأمین نمایند.

۱-۷-۵-۲ غالباً ترکیب بار اصلی ثقلی، حاکم بر طراحی ستون می‌باشد، اما یک ترکیب بار شامل بار باد یا زلزله ممکن است کشش بزرگتری در برخی آرماتورهای ستون ایجاد نماید. لذا وصله هر میلگرد باید برای حداکثر بار کششی محاسبه شده طراحی گردد.

۱-۷-۵-۳ وصله میلگردهای آجدار باید مطابق با بخش ۲-۲۵ بوده و بایستی ملزومات ارائه شده در بندهای ۱-۷-۵-۲ یا ۱-۷-۵-۳ را به ترتیب برای وصله‌های پوششی و اتکایی تأمین نمایند.

۱-۷-۵-۳ برای محاسبه در وصله پوششی کششی، در ستون‌های با میلگردهای دارای خم دوگانه، شکل ۱-۷-۵-۳-۱ تفسیر نحوه در نظر گرفتن فاصله خالص میلگردها را نشان می‌دهد.

تفسیر

CODE	COMMENTARY
10.7.4 Offset bent longitudinal reinforcement	
10.7.4.1 The slope of the inclined portion of an offset bent longitudinal bar relative to the longitudinal axis of the column shall not exceed 1 in 6. Portions of bar above and below an offset shall be parallel to axis of column.	
10.7.4.2 If the column face is offset 75 mm or more, longitudinal bars shall not be offset bent and separate dowels, lap spliced with the longitudinal bars adjacent to the offset column faces, shall be provided.	
10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement	R10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement
10.7.5.1 General	R10.7.5.1 General
10.7.5.1.1 Lap splices, mechanical splices, butt-welded splices, and end-bearing splices shall be permitted.	
10.7.5.1.2 Splices shall satisfy requirements for all factored load combinations.	R10.7.5.1.2 Frequently, the basic gravity load combination will govern the design of the column itself, but a load combination including wind or earthquake effects may induce greater tension in some column bars. Each bar splice should be designed for the maximum calculated bar tensile force.
10.7.5.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5 and shall satisfy the requirements of 10.7.5.2 for lap splices or 10.7.5.3 for end-bearing splices.	R10.7.5.1.3 For the purpose of calculating ϕ_d for tension lap splices in columns with offset bars, Fig. R10.7.5.1.3 illustrates the clear spacing to be used.

دستور العمل

۳-۲-۴-۱۲ هر مجموعه‌ای از فرضیات منطقی و سازگار برای مدلسازی سختی دیافراگم‌ها مجاز خواهد بود.

تفسیر

۳-۲-۴-۱۲ دیافراگم‌های با نسبت طول به عرض کم که بطور کامل با بتن درجا اجرا می‌شوند و یا شامل دال فوقانی بتن درجا بر روی قطعات پیش‌ساخته هستند، اغلب بصورت یک عضو صلب مهار شده توسط اعضای قائم انعطاف‌پذیر مدل می‌شود. اگرچه اثر انعطاف‌پذیری دیافراگم باید در جایی که این اثر بطور عمده بر تلاش‌های محاسبه شده طراحی مؤثر است، در نظر گرفته شود. این آثار باید برای دیافراگم‌های با قطعات پیش‌ساخته، با یا بدون بتن درجای فوقانی مدنظر قرار گیرند. توجه داشته باشید وقتی انتقال نیروهای بزرگ اتفاق می‌افتد، به مانند آنچه در بند ۱۲-۲-۱-ب تفسیر ذکر شد، نیروهای مورد نیاز طراحی بصورت حقیقی تر و واقع‌بینانه‌تری، از مدلسازی سختی داخل صفحه دیافراگم بدست خواهند آمد. همچنین دیافراگم‌های با دهانه بزرگ یا دارای بازشوهای بزرگ یا با هرگونه نامنظمی دیگر، ممکن است تغییرشکل‌های داخل صفحه‌ای را ایجاد نمایند که باید در طراحی مدنظر قرار گیرد (برای درک بیشتر به شکل ۱۲-۲-۴-۳-الف تفسیر مراجعه شود).

برای یک دیافراگم که در صفحه خود صلب در نظر گرفته شده است، و همچنین برای دیافراگم‌های نیمه‌صلب، توزیع نیروهای داخلی دیافراگم می‌تواند از طریق مدلسازی دیافراگم بعنوان یک تیر افقی صلب، متکی بر فرضیهایی که معرف سختی جانبی اعضای قائم می‌باشند، بدست آید (به شکل ۱۲-۲-۴-۳-ب تفسیر مراجعه شود). اثرات خروج از مرکزیت داخل صفحه بین بارهای وارده و مقاومت اعضای قائم، که باعث پیچش کلی سازه می‌گردد، بایستی در تحلیل مدنظر قرار گیرد. توجه داشته باشید اعضای سیستم مقاوم جانبی واقع در جهت عمود دیافراگم می‌توانند در مقاومت دورانی دیافراگم در پلان، مشارکت نمایند. (Moehle et al. 2010)

نیروی جانبی

دیوار مقاوم جانبی در هر انتها

تفسیر مکان دیوار

دهانه دیافراگم ۱

عقب دیافراگم، ۱۱

12.4.2.3 Any set of reasonable and consistent assumptions for diaphragm stiffness shall be permitted.

R12.4.2.3 For low-aspect-ratio diaphragms that are entirely cast-in-place or comprise a cast-in-place topping slab on precast elements, the diaphragm is often modeled as a rigid element supported by flexible vertical elements. However, effects of diaphragm flexibility should be considered where such effects will materially affect calculated design actions. Such effects should be considered for diaphragms that use precast elements, with or without a cast-in-place topping. Where large transfer forces occur, as outlined in R12.2.1(b), more realistic design forces can be obtained by modeling diaphragm in-plane stiffness. Diaphragms with long spans, large cutout areas, or other irregularities may develop in-plane deformations that should be considered in design (refer to Fig. R12.4.2.3a).

For a diaphragm considered rigid in its own plane, and for semi-rigid diaphragms, the diaphragm internal force distribution can be obtained by modeling it as a horizontal rigid beam supported on springs representing lateral stiffnesses of the vertical elements (refer to Fig. R12.4.2.3b). Effects of in-plane eccentricity between applied forces and vertical element resistances, resulting in overall building torsion, should be included in the analysis. Elements of the lateral-force-resisting system aligned in the orthogonal direction can participate in resisting diaphragm plan rotation (**Moehle et al. 2010**).

Fig. R12.4.2.3a—Example of diaphragm that might not be considered rigid in its plane.

دستورالعمل

۳-۱۴ محدودیت‌های طراحی

۱-۳-۱۴ دیوارهای باربر

۱-۳-۱۴ حداقل ضخامت دیوار باربر باید مطابق با جدول ۱-۳-۱۴ تعیین گردد.

14- 3- 1- 1:

نوع دیوار	حداقل ضخامت
همه انواع	۱۴۰ میلی‌متر
	کوچکترین مقدار ارتفاع یا $\frac{1}{24}$ طول مهار نشده
دیوار خارجی زیرزمین	۱۹۰ میلی‌متر
شالوده	۱۹۰ میلی‌متر

تفسیر

۳-۱۴ محدودیت‌های طراحی

۱-۳-۱۴ دیوارهای بتن غیرمسلح معمولاً برای ساخت دیوار زیرزمین ساختمان‌های مسکونی و تجاری سبک در مناطق با خطر لرزه خیزی کم مورد استفاده قرار می‌گیرند. اگرچه دستورالعمل، محدودیت قطعی برای ارتفاع دیوارهای با بتن غیرمسلح قائل نمی‌شود، اما تجربه استفاده از بتن غیرمسلح در تعداد کمی از سازه‌ها نباید باعث استفاده از آن در ساختمان‌های چند طبقه و سازه‌های بزرگ که در معرض نشست نامتقارن، باد، زلزله یا سایر بارهای پیش‌بینی نشده هستند و دیوارهای آنها باید دارای شکل‌پذیری و توانایی حفظ یکپارچگی در هنگام ترک خوردگی باشند، شود. برای شرایط فوق، کمیته ACI 318 استفاده از دیوارهای طراحی شده مطابق با فصل ۱۱ را بشدت توصیه می‌نماید.

۲-۳-۱۴ شالوده‌ها

۲-۳-۱۴ شالوده‌ها

۱-۲-۳-۱۴ ضخامت شالوده‌ها باید حداقل برابر 200 میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۲-۲-۳-۱۴ مساحت کف شالوده باید با توجه به بارها و لنگرهای بدون ضریب منتقل شده از شالوده به خاک، و همچنین تنش مجاز خاک که با استفاده از اصول مکانیک خاک بدست آمده، تعیین شود.

۱-۲-۳-۱۴ ضخامت شالوده بتن غیرمسلح با نسبت‌های طول به عرض متداول، معمولاً توسط مقاومت خمشی (تنش نهایی تارها در کشش نهایتاً به اندازه $\sqrt{f_c}$ بجای $\sqrt{2}f_c$) مقاومت برشی (طبق بند ۱۴-۵-۵-۱ تفسیر) کنترل می‌گردد. برای شالوده‌هایی که در مجاورت خاک بتن‌ریزی می‌شوند، (با خاک تماس دارند)، ضخامت کل h برای محاسبه مقاومت در بند ۱۴-۵-۱ آورده شده است.

۳-۳-۱۴ پدستال‌ها (ستونک‌ها)

۳-۳-۱۴ پدستال‌ها (ستونک‌ها)

۱-۳-۳-۱۴ نسبت ارتفاع مهارنشده به حداقل بعد جانبی، نباید از ۳ تجاوز کند.

۱-۳-۳-۱۴ محدودیت نسبت ضخامت به ارتفاع برای بخش‌هایی از پدستال‌های با بتن غیرمسلح که در خاک حائز شرایط مهار جانبی مدفون باشد، در نظر گرفته نمی‌شود.

CODE

14.3—Design limits

14.3.1 Bearing walls

14.3.1.1 Minimum bearing wall thickness shall be in accordance with Table 14.3.1.1.

Table 14.3.1.1—Minimum thickness of bearing walls

Wall type	Minimum thickness	
General	Greater of:	140 mm
		1/24 the lesser of unsupported length and unsupported height
Exterior base-ment	190 mm	
Foundation	190 mm	

14.3.2 Footings

14.3.2.1 Footing thickness shall be at least 200 mm.

14.3.2.2 Base area of footing shall be determined from unfactored forces and moments transmitted d{ footing to soil and permissible soil pressure selected through principles of soil mechanics.

14.3.3 Pedestals

14.3.3.1 Ratio of unsupported height to average least lateral dimension shall not exceed 3.

COMMENTARY

R14.3—Design limits

R14.3.1 Bearing walls—Plain concrete walls are eq o o q p n { used for basement wall construction for residential and light commercial buildings in low or non-seismic areas. Although the Code imposes no absolute maximum height limitation on the use of plain concrete walls, experience with use of plain concrete in rela- v k x g n { minor structures should not be extrapolated to using plain concrete walls in o w n v k u v q t { construction and other major structures where differential settlement, wind, earthquake, or other unforeseen loading conditions require the walls to possess some f w e v k n k v { and c d k n k v { to maintain k p v g i t k v { when cracked. For such conditions, ACI Committee 318 u w t q p i n { encourages the use of walls designed in accordance with **Chapter 11**.

R14.3.2 Footings

R14.3.2.1 Thickness of plain concrete footings of usual proportions will v { r k e c m n { be controlled d { 1 g z w t c a strength (extreme $\frac{1}{3}$ stress in tension not greater than $\pi 0.42 \sqrt{f_c}$) rather than shear strength (refer to R14.5.5.1). For footings cast against soil, overall thickness h used for strength computations is u r g e k L g f in 14.5.1.7.

R14.3.3 Pedestals

R14.3.3.1 The height-thickness limitation for plain concrete pedestals does not c r r n { for portions of pedestals embedded in soil capable of providing lateral restraint.

دستورالعمل

۱۶-۲-۴ در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها یا بام از اعضای پیش‌ساخته تشکیل شده‌اند، اتصالات بین دیافراگم و اعضای که بطور جانبی توسط دیافراگم مهار شده‌اند، باید دارای مقاومت اسمی کششی حداقل برابر با $4/4$ کیلونیوتن بر متر طول باشند.

۱۶-۲-۴-۳ کلاف‌های پیوستگی قائم باید در محل درزهای (اتصال) افقی بین تمامی اعضای سازه‌ای قائم پیش‌ساخته، بجز نما، تعبیه گردند. همچنین بایستی بندهای (الف) یا (ب) زیر را تأمین نمایند:

(الف) اتصالات بین ستون‌های پیش‌ساخته با یکدیگر باید دارای کلاف‌های پیوستگی قائم با مقاومت اسمی کششی حداقل برابر با $1.4A_p$ نیوتن باشند، که A_p برابر با سطح مقطع ناخالص ستون می‌باشد. برای ستون‌ها با سطح مقطع بزرگتر از مقدار موردنیاز بر اساس بارگذاری، استفاده از یک مساحت مؤثر کاهش یافته مطابق با سطح مقطع مورد نیاز، مجاز خواهد بود. مساحت کاهش یافته مؤثر باید حداقل برابر با نصف مساحت ناخالص ستون در نظر گرفته شود.

(ب) اتصالات بین صفحات (پانل‌های) دیوار پیش‌ساخته، باید حداقل دارای دو کلاف پیوستگی قائم با مقاومت اسمی کششی حداقل برابر 44 کیلونیوتن برای هر کلاف، باشند.

۱۶-۲-۵ الزامات کلاف پیوستگی برای ساختمان‌های با دیوار باربر بتنی پیش‌ساخته سه طبقه یا بیشتر

تفسیر

۱۶-۲-۴-۲ اتصال بین دیافراگم و عضو مهار شده توسط آن ممکن است مستقیم یا غیرمستقیم باشد. بعنوان مثال یک ستون ممکن است بطور مستقیم به دیافراگم متصل باشد، یا بواسطه یک تیر محیطی به دیافراگم متصل گردد.

۱۶-۲-۴-۳ اتصالات پای ستون و اتصالات در محل‌های تقاطع افقی در ستون‌های پیش‌ساخته و صفحات (پانل‌های) دیوارها، شامل دیوار برشی، برای انتقال تمامی نیروها و لنگرها طراحی می‌شوند. لازم به ذکر است حداقل الزامات کلاف پیوستگی در این بند، به این ضوابط طراحی افزوده نمی‌شود. چرا که روش معمول این است که کلاف‌های پیوستگی دیوار بطور متقارن در اطراف محور مرکزی قائم صفحه دیوار و یا در یک چهارم خارجی عرض صفحه دیوار، هرکدام که ممکن است، قرار گیرند.

۱۶-۲-۵ در بخش ۱۶-۲-۴ الزامات کلاف‌های پیوستگی برای تمامی سازه‌های بتنی پیش‌ساخته ارائه شده است. لذا توجه داشته باشید الزامات ویژه ذکر شده در این بخش تنها برای سازه‌های با دیوار باربر بتنی پیش‌ساخته دارای سه طبقه یا بیشتر در نظر گرفته می‌شود، که اغلب، سازه‌های صفحه‌ای بزرگ نامیده می‌شوند. همچنین دقت داشته باشید چنانچه الزامات این بخش با الزامات بخش ۱۶-۲-۴ در تضاد باشد، الزامات این بخش حاکم خواهند بود.

CODE

16.2.4.2 Where precast members form floor or roof diaphragms, the connections between the diaphragm and those members being laterally supported by the diaphragm shall have a nominal tensile strength of not less than 4.4 kN per linear m.

16.2.4.3 Vertical integrity ties shall be provided at horizontal joints between all vertical precast structural members, except cladding, and shall satisfy (a) or (b):

(a) Connections between precast columns shall have vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least $1.4A_g$, in N, where A_g is the gross area of the column. For columns with a larger cross section than required by consideration of loading, a reduced effective area based on the cross section required shall be permitted. The reduced effective area shall be at least one-half the gross area of the column.

(b) Connections between precast wall panels shall have at least two vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least 44 kN per tie.

16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height

COMMENTARY

R16.2.4.2 The connection between the diaphragm and the member laterally supported by the diaphragm may be direct or indirect. For example, a column may be connected directly to the diaphragm, or it may be connected to a spandrel beam, which is connected to the diaphragm.

R16.2.4.3 Base connections and connections at horizontal joints in precast columns and wall panels, including shear walls, are designed to transfer all design forces and moments.

The minimum integrity tie requirements of this provision are not additive to these design requirements. Common practice is to place the wall integrity ties symmetrically about the vertical centerline of the wall panel and within the outer quarters of the panel width, wherever possible.

R16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height—Section 16.2.4 gives requirements for integrity ties that apply to all precast concrete structures. The specific requirement in this section apply only to precast concrete bearing wall structures with three or more stories, often called large panel structures. If the requirements of this section conflict with the requirements of 16.2.4, the requirements in this section control.

دستورالعمل

۳-۲-۴-۱۷ وقتی موقعیت قرارگیری مهاریه‌ها در فاصله‌ای کمتر از $1.5h_{ef}$ از سه یا چند لبه باشد، مقدار h_{ef} برای محاسبه A_{Nc} مطابق با بخش ۱-۲-۴-۱۷، مانند آنچه برای روابط ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ وجود داشت، باید برابر با مقدار بزرگتر $1.5(c_{a,max})$ و $s/3$ در نظر گرفته شود؛ که s برابر با حداکثر فاصله بین مهاریه‌ها در یک گروه می‌باشد.

تفسیر

۳-۲-۴-۱۷ برای مهاریه‌های واقع در فاصله‌ای کمتر از $1.5h_{ef}$ از سه یا چند لبه، مقاومت خردشدگی کششی، محاسبه شده توسط روش طراحی ظرفیت بتن (به بخش ۱-۲-۳-۱۷ تا مراجعه شود)، که پایه معادلات بندهای ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ می‌باشد، نتایج بیش از حد محافظه‌کارانه را ارائه می‌دهد (Lutz 1995).

دلیل این اتفاق این است که تعاریف متداول A_{Nc}/A_{Nco} ، اثر لبه‌ها را بدرستی منعکس نمی‌کنند. این مشکل با محدود کردن مقدار h_{ef} مورد استفاده در معادلات بخش‌های ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ به مقدار $1.5(c_{a,max})$ ، که در آن $c_{a,max}$ برابر با بزرگترین فاصله لبه مؤثر که برابر یا کمتر از مقدار $1.5h_{ef}$ واقعی می‌باشد، اصلاح می‌گردد. فراموش نکنید در هیچ موردی، $1.5(c_{a,max})$ نباید کمتر از یک سوم حداکثر فاصله بین مهاریه‌ها در یک گروه باشد. چرا که حد h_{ef} برابر با یک سوم حداکثر فاصله بین مهاریه‌ها در یک گروه، مانع از استفاده مقاومت محاسبه شده براساس منشورهای خردشدگی (مهاریه‌های) تکی برای پیکربندی گروه مهاریه‌ها می‌باشد.

این رویکرد در شکل ۳-۲-۴-۱۷ تفسیر نشان داده شده است. در این مثال، حد پیشنهادی برای مقدار h_{ef} برای استفاده در محاسبات $1.5(c_{a,max})$ می‌باشد، که نتیجه

$$h_{ef} = 100 \text{ mm} \text{ "؟" } z_{ef}$$

برای این مثال، این مقدار برای استفاده بجای h_{ef} در محاسبه مقاومت حتی اگر عمق طول مهاریه واقعی بیشتر هم باشد، مناسب می‌باشد. توجه داشته باشید الزامات بند ۳-۲-۴-۱۷ ممکن است با حرکت دادن رویه شکسته شده واقعی بتن قابل مشاهده باشد، که از h_{ef} واقعی آغاز شده و تا سطح بتن، بصورت موازی با بارکششی اعمالی، ادامه پیدا کرده است. لازم به توضیح است مقدار h_{ef} مورد استفاده در معادلات بندهای ۱-۲-۴-۱۷ تا ۵-۲-۴-۱۷ در شرایط زیر تعیین شده است:

الف) مرزهای خارجی سطح شکست ابتدا یک لبه آزاد را قطع کرده اند؛ یا ب) فصل مشترک سطح شکست بین مهاریه‌ها در گروه، ابتدا سطح بتن را قطع کرده است. در شکل ۳-۲-۴-۱۷ تفسیر مثالی ارائه شده است که در آن نقطه A محل تقاطع سطح شکست فرضی برای محدود کردن h_{ef} با سطح بتن در نظر گرفته شده است.

CODE

17.4.2.3 Where anchors are located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the value of h_{ef} used for the calculation of A_{Nc} in accordance with 17.4.2.1, as well as for the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5, shall be the larger of $(c_{a,max})/1.5$ and $s/3$, where s is the maximum spacing between anchors within the group.

COMMENTARY

R17.4.2.3 For anchors located less than $1.5h_{ef}$ from three or more edges, the tensile breakout strength calculated by the CCD Method (refer to R17.3.2), which is the basis for the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5, gives overly ordinary $f_{Lpk}k_{pu}$ of (A_{Nc}/A_{Nc}) do not eqttge $\{ "tg\}i\}ge\}v\}j\}g\}f\}i\}g\}g\}h\}g\}e\}v\}u\}V\}j\}k\}u\}r\}t\}q\}d\}n\}g\}o\}$ is corrected by limiting the value of h_{ef} used in the equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5 to $(c_{a,max})/1.5$, where $(c_{a,max})$ is the largest of the $k\}p\}i\}w\}g\}p\}e\}k\}p\}i\}g\}f\}i\}g\}f\}k\}u\}v\}c\}p\}e\}g\}u\}v\}j\}c\}v\}c\}t\}g\}n\}g\}u\}v\}j\}c\}p\}$ or equal to the actual $1.5h_{ef}$. In no case should $(c_{a,max})/1.5$ be taken less than one-third of the maximum spacing between anchors within the group prevents the use of a calculated strength based on individual breakout prisms for a group $c\}p\}e\}j\}q\}t\}e\}q\}p\}L\}i\}w\}t\}c\}k\}q\}p\}V\}j\}k\}u\}c\}s\}t\}q\}c\}e\}j\}k\}u\}k\}m\}w\}u\}v\}t\}c\}v\}$ ed in Fig. R17.4.2.3. In this example, the proposed limit on the the value of h_{ef} to be used in the computations where $h_{ef} = (c_{a,max})/1.5$, results in $h_{ef} = 100$ mm. For this example, this would be the proper value to be used for h_{ef} in computing the resistance even if the actual embedment depth is larger.

The requirement of 17.4.2.3 may be visualized by moving the actual concrete breakout surface, which originates at the actual h_{ef} , toward the surface of the concrete parallel to the applied tension load. The value of h_{ef} used in equations in 17.4.2.1 through 17.4.2.5 is determined when either: (a) the outer boundaries of the failure $u\}w\}t\}h\}c\}e\}g\}L\}t\}u\}v\}k\}p\}v\}g\}t\}u\}g\}e\}v\}c\}h\}t\}g\}g\}f\}i\}g\}z\}q\}t\}d\}v\}j\}g\}k\}p\}$ tersection of the breakout surface between $a\}n\}e\}j\}q\}t\}u\}y\}k\}v\}j\}k\}p\}v\}j\}g\}i\}t\}q\}w\}r\}L\}t\}u\}v\}k\}p\}v\}g\}t\}u\}g\}e\}v\}v\}j\}g\}u\}w\}t\}h\}c\}e\}g\}$ of the concrete. For the example shown in Fig. T39060405. $R\}q\}k\}p\}i\}C\}f\}g\}L\}p\}g\}u\}v\}j\}g\}k\}p\}v\}g\}t\}u\}g\}e\}v\}k\}q\}p\}q\}h\}v\}j\}g\}$ assumed failure surface for limiting h_{ef} with the concrete surface.

سازه‌های مقاوم در برابر زلزله

عناوین:

- ۱-۱۸ محدوده کاربرد
- ۲-۱۸ کلیات
- ۳-۱۸ قاب‌های خمشی معمولی
- ۴-۱۸ قاب‌های خمشی متوسط
- ۵-۱۸ دیوارهای سازه‌ای پیش‌ساخته متوسط
- ۶-۱۸ تیرهای قاب‌های خمشی ویژه
- ۷-۱۸ ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه
- ۸-۱۸ اتصالات قاب‌های خمشی ویژه
- ۹-۱۸ قاب‌های خمشی ویژه با بتن پیش‌ساخته
- ۱۰-۱۸ دیوارهای سازه‌ای ویژه
- ۱۱-۱۸ دیوارهای سازه‌ای ویژه با بتن پیش‌ساخته
- ۱۲-۱۸ دیافراگم‌ها و خرپاها
- ۱۳-۱۸ شالوده
- ۱۴-۱۸ اعضای که بعنوان بخشی از سیستم مقاوم جانبی طراحی نمی‌شوند

۱۸-۱۰-۸ اجزاء ستونی دیوارها

۱۸-۱۰-۸ اجزاء ستونی دیوارها— قرار گرفتن درها و پنجره‌ها در دیوارهای سازه‌ای گاه‌ها به تشکیل قطعات باریک عمودی منجر می‌شوند که بعنوان جزء ستونی دیوار در نظر گرفته می‌شوند. ابعاد تعیین کننده جزء ستونی دیوار در فصل ۲ آمده است. همچنین شکست برشی جزء ستونی در زمین لرزه‌های گذشته دیده شده است. هدف این بخش تأمین مقاومت برشی کافی برای اجزاء ستونی دیوارها می‌باشد، بنحوی که در صورت رخ دادن پاسخ غیر ارتجاعی، این اجزاء در خمش باشند. لازم است بدانید ضوابط اعمالی به اجزاء ستونی دیوار، آن‌ها را به عنوان بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای در نظر گرفته است. ضوابط مربوط به اجزاء ستونی دیوار، که بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای نیستند، در بخش ۱۸-۱۴ ارائه شده است. اثر تمامی قطعات عمودی دیوار بر پاسخ سیستم سازه‌ای، چه بخشی از سیستم مقاوم لرزه‌ای باشند و یا نه، باید مطابق با آنچه در بخش ۱۸-۲-۲ خواسته شده است در نظر گرفته شود. توجه داشته باشید اجزاء ستونی دیوار با $b_w + \bar{O}47$ * اساساً مانند ستون رفتار می‌کنند. طبق ضابطه بند ۱۸-۱۰-۸-۱ چنین اعضایی باید الزامات آرمانتورگذاری و مقاومت برشی بخش‌های ۱۸-۷-۴ تا ۱۸-۷-۶ را تأمین نمایند. همچنین ضوابط دیگری نیز برای اجزاء ستونی دیوار با b_w * در نظر گرفته شده است.

دقت داشته باشید نیروی برشی طراحی تعیین شده مطابق با بند ۱۸-۷-۶-۱ ممکن است در برخی موارد بطور غیرواقعی بزرگ باشد. بعنوان یک روش جایگزین، بند ۱۸-۱۰-۸-۱ الف اجازه می‌دهد نیروی برشی طراحی با استفاده از ترکیب بارهای ضریب‌دار که در آن‌ها اثر زلزله بخاطر احتساب اضافه مقاومت سیستم افزایش یافته است، محاسبه گردد. لازم به ذکر است مدارک فنی مانند ضوابط 9 "CUEGIUG" + "HGOC" R96، PG J TR، و 2012 IBC، اثر افزایش یافته زلزله را با استفاده از ضریب ارائه داده‌اند.

۱۸-۱۰-۸ اجزاء ستونی دیوارها باید الزامات قالب‌های خمشی ویژه برای ستون‌ها در بخش‌های ۱۸-۷-۴، ۱۸-۷-۵ و ۱۸-۷-۶ را، با در نظر گرفتن وجوه اتصال بعنوان بالا و پایین ارتفاع آزاد جزء ستونی دیوار، تأمین نمایند. همچنین جزء‌های ستونی با b_w/b_w * باید موارد (الف) تا (ج) زیر را تأمین نمایند:

الف) نیروی برشی طراحی باید مطابق با بند ۱۸-۷-۶-۱ با در نظر گرفتن وجوه اتصال بعنوان بالا و پایین ارتفاع آزاد جزء ستونی دیوار محاسبه گردد. اگر آیین‌نامه عمومی ساختمان شامل ضوابطی برای احتساب اضافه مقاومت سیستم مقاوم لرزه‌ای باشد، نیازی نیست نیروی برشی طراحی بزرگتر از حاصل ضرب b_w در برش ضریب‌دار محاسبه شده توسط تحلیل سازه برای اثرات بار زلزله، در نظر گرفته شود.

ب) V_n و آرمانتور برشی توزیع شده باید ضوابط بخش ۱۸-۱۰-۴ را تأمین نمایند.

پ) آرمانتور عرضی باید بصورت خاموت بسته باشد مگر اینکه اجازه داده شود تا از آرمانتور افقی تک ساق موازی با b_w در جاییکه تنها یک لایه آرمانتور برشی توزیع شده است، استفاده شود. آرمانتور افقی تک ساق باید در هر طرف، دارای خم 18° درجه بوده و آرمانتور طولی مرزی جزء ستونی دیوار را در بر بگیرد.

ت) فاصله عمودی آرمانتور عرضی نباید از 15° میلیمتر بیشتر شود.

ث) آرمانتور عرضی باید حداقل باندازه 3° میلیمتر در بالا و پایین ارتفاع آزاد جزء ستونی دیوار ادامه پیدا کند.

ج) در صورت نیاز به اعضای مرزی ویژه مطابق با بند ۱۸-۱۰-۶-۳، این اعضا باید در نظر گرفته شوند.

18.10.8 Wall piers

18.10.8.1 Wall piers shall satisfy the special moment frame requirements for columns of 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6, with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. Alternatively, wall piers with $(l_w/b_w) > 2.5$ shall satisfy (a) through (f):

(a) Design shear force shall be calculated in accordance with 18.7.6.1 with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. If the general building code includes provisions to account for overstrength of the seismic-force-resisting system, the design shear force need not exceed ϕ times the factored shear calculated by analysis of the structure for earthquake load effects.

(b) V_n and distributed shear reinforcement shall satisfy 18.10.4.

(c) Transverse reinforcement shall be hoops except it shall be permitted to use single-leg horizontal reinforcement parallel to l_w where only one curtain of distributed shear reinforcement is provided. Single-leg horizontal reinforcement shall have 180-degree bends at each end that engage wall pier boundary longitudinal reinforcement.

(d) Vertical spacing of transverse reinforcement shall not exceed 150 mm

(e) Transverse reinforcement shall extend at least 300 mm above and below the clear height of the wall pier:

(f) Special boundary elements shall be provided if required by 18.10.6.3.

R18.10.8 Wall piers—Door and window placements in structural walls sometimes lead to narrow vertical wall segments that are considered to be wall piers. The dimensions for wall piers are given in **Chapter 2**. Shear failures of wall piers have been observed in previous earthquakes. The intent of this section is to provide shear strength to wall piers such that inelastic response, if it occurs, will be primarily in shear. The provisions apply to wall piers designated as part of the seismic-force-resisting system. Provisions for wall piers not designated as part of the seismic-force-resisting system are given in 18.14. The effect of all vertical wall segments on the response of the structural system, whether designated as part of the seismic-force-resisting system or not, should be considered as required by 18.2.2. Wall piers having $(l_w/b_w) \leq 4.0$ behave essentially as columns. Provision 18.10.8.1 requires that such members satisfy reinforcement and shear strength requirements of 18.7.4 through 18.7.6. Alternative provisions are provided for wall piers having $(l_w/b_w) > 2.5$.

The design shear force determined according to 18.7.6.1 may be unrealistically large in some cases. As an alternative, 18.10.8.1(a) permits the design shear force to be determined using factored load combinations in which the earthquake effect has been considered to account for system overstrength. Documents such as the NEHRP provisions (**FEMA P749**), **ASCE/SEI 7**, and the **2012 IBC** represent the amplified earthquake effect using the factor ϕ .

۱۸-۱۲-۵ دیافراگم‌های با دال فوقانی غیر مرکب درجا

۱۸-۱۲-۱ عمل مرکب بین دال فوقانی و اعضای کف پیش‌ساخته، به شرط آنکه دال فوقانی برای تحمل نیروهای طراحی زلزله طراحی شده باشد، مورد نیاز نمی‌باشد.

۱۸-۲-۶ حداقل ضخامت دیافراگم

۱۸-۱۲-۱-۶ حداقل ضخامت دیافراگم بتنی، نتایج مطالعات اخیر بر روی سیستم‌های تیرچه‌ای و مشبک و دال‌های فوقانی مرکب بر روی سیستم‌های کف و سقف پیش‌ساخته را منعکس می‌نماید. دال‌های ضخیم تر در صورتی که دال فوقانی برای تحمل نیروهای طراحی لرزه‌ای بطور مرکب با سیستم پیش‌ساخته طراحی نشده باشد، مورد نیاز خواهند بود.

۱۸-۱۲-۷ آرماتورگذاری

۱۸-۱۲-۱-۷ نسبت حداقل آرماتور برای دیافراگم‌ها مربوط به مقدار مورد نیاز آرماتور حرارتی و انقباض (به بخش ۴-۲۴ مراجعه شود) می‌باشد. لازم است بدانید حداکثر فاصله برای آرماتور با هدف کنترل عرض ترک‌های قطری تنظیم شده است. از طرفی الزامات حداقل برای متوسط پیش‌تندگی (به بند ۴-۲۴-۴-۱ مراجعه شود) با هدف محدود کردن عرض ترک‌ها در سیستم‌های کف پس کشیده لحاظ شده‌اند؛ بنابراین، الزامات حداکثر فاصله در مورد این سیستم‌ها کاربرد ندارد.

۱۸-۱۲-۵ دیافراگم‌های با دال فوقانی غیر مرکب درجا

۱۸-۱۲-۱ در نظر گرفتن یک دال فوقانی غیر مرکب درجا بر روی یک کف یا بام پیش‌ساخته بعنوان یک دیافراگم سازه‌ای، بشرط آنکه دال فوقانی درجا برای عمل منفرد در برابر نیروهای طراحی زلزله، طراحی و آرماتورگذاری شده باشد، بلامانع است.

۱۸-۲-۶ حداقل ضخامت دیافراگم

۱۸-۱۲-۱-۶ دال‌های بتنی و دال‌های فوقانی مرکب که مانند دیافراگم‌ها برای انتقال نیروهای زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند باید حداقل ۵۰ میلی‌متر ضخامت داشته باشد. دال‌های فوقانی قرار گرفته بر روی کف یا بام پیش‌ساخته، که مانند دیافراگم‌ها عمل میکنند و بر عملکرد مرکب با اعضای پیش‌ساخته برای تحمل نیروهای زلزله طراحی اتکا ندارند، باید حداقل ۶۵ میلی‌متر ضخامت داشته باشند.

۱۸-۱۲-۷ آرماتورگذاری

۱۸-۱۲-۱-۷ حداقل نسبت آرماتور برای دیافراگم‌ها باید مطابق با بخش ۴-۲۴ باشد. مگر در مورد دال‌های پس کشیده، فاصله آرماتور در هر جهت در سیستم کف یا سقف نباید از ۴۵۰ میلی‌متر بیشتر شود. وقتی آرماتور سیمی جوش شده بعنوان آرماتور توزیع شده برای تحمل برش در دال‌های فوقانی قرار گرفته بر روی اعضای کف یا سقف پیش‌ساخته مورد استفاده قرار می‌گیرند، سیم‌های موازی با درزهای بین اعضای پیش‌ساخته نباید کمتر از ۲۵۰ میلی‌متر در مرکز با هم فاصله داشته باشند. آرماتور تعبیه شده برای مقاومت برشی باید پیوسته باشد و بطور یکنواخت در سرتاسر صفحه برش توزیع گردد.

18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

18.12.5.1 A cast-in-place noncomposite topping on a precast Iqqt or roof shall be permitted as a structural diaphragm, provided the cast-in-place topping slab acting alone is designed and detailed to resist the design earthquake forces.

18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

18.12.6.1 Concrete slabs and composite topping slabs serving as diaphragms used to transmit earthquake forces shall be at least 50 mm thick. Topping slabs placed over precast Iqqt or roof elements, acting as diaphragms and not relying on composite action with the precast elements to resist the design earthquake forces, shall be at least 65 mm thick.

18.12.7 Reinforcement

18.12.7.1 The minimum reinforcement ratio for diaphragms shall be in conformance with 24.4. Except for post-tensioned slabs, reinforcement spacing each way in Iqqt or roof systems shall not exceed 450 mm. Where welded wire reinforcement is used as the distributed reinforcement to resist shear in topping slabs placed over precast Iqqt and roof elements, the wires parallel to the joints between the precast elements shall be spaced not less than 250 mm on center. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed uniformly across the shear plane.

18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

R18.12.5.1 Composite action between the topping slab and the precast Iqqt elements is not required, provided that the topping slab is designed to resist the design earthquake forces.

18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

R18.12.6.1 The minimum thickness of concrete diaphragms to follow current practice in joist and ychlg systems and composite topping slabs on precast Iqqt and roof systems. Thicker slabs are required if the topping slab is not designed to act compositely with the precast system to resist the design earthquake forces.

R18.12.7 Reinforcement

R18.12.7.1 Minimum reinforcement ratios for diaphragms correspond to the required amount of temperature and shrinkage reinforcement (refer to 24.4). The maximum spacing for reinforcement is intended to control the width of inclined cracks. Minimum average prestress requirements (refer to 24.4.4.1) are considered to be adequate to limit the crack widths in post-tensioned Iqqt systems; therefore, the maximum spacing requirements do not apply to these systems.