Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Dipartimento federale della difesa, della protezione della popolazione e dello sport DDPS

Ufficio federale della protezione della popolazione UFPP

ITC 2017

Istruzioni tecniche per la costruzione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione

Stato al 01.02.2018

Istruzioni tecniche
per la costruzione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione (ITC)

del 1° dicembre 2016

L'Ufficio federale per la protezione della popolazione,
in base all'articolo 37 capoverso 3 dell'Ordinanza del 5 dicembre 2003[1] sulla protezione civile
emana le seguenti istruzioni:

Comma 1 Scopo

Le Istruzioni regolano la costruzione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione.

Comma 2 Abrogazione delle Istruzioni previgenti

Si abrogano:

a. Istruzioni tecniche del 1° dicembre 1993 per la costruzione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione, nonché l'errata corrige del 1° gennaio 1994;
b. Istruzioni tecniche del 1° dicembre 1997 per la costruzione e dimensionamento di rifugi con al massimo 25 posti protetti (ITC Rifugi piccoli);
c. Disposizioni transitorie del 6 dicembre 2013 concernenti le ITC 1994.

Comma 3 Disposizioni transitorie

I progetti di costruzioni di protezione autorizzati dalle autorità competenti prima del 1° luglio 2017 possono continuare a essere realizzati secondo le ITC 1994 e in base alle disposizioni transitorie per le ITC 1994.

Comma 4 Entrata in vigore

Le presenti Istruzioni entreranno in vigore il 1° gennaio 2017 e saranno valide al massimo fino al 31 dicembre 2021.

01. dicembre 2016 Ufficio federale per la protezione della popolazione

Benno Bühlmann

Direttore

[1] RS 520.11

Indice

1 Introduzione 1

2 Utilizzazione e pericoli 2

2.1 Utilizzazioni delle costruzioni di protezione nelle diverse situazioni 2

2.2 Pericoli e misure 2

3 Configurazione delle costruzioni di protezione 4

3.1 Requisiti secondo ITO 1977, ITRS 1982 e ITRP 1984. 4

3.2 Requisiti delle costruzioni di protezione soggette a inondazioni 4

4 Concetto di edificazione e dimensionamento 6

4.1 Quadro generale 6

4.2 Radiazioni nucleari 7

4.3 Effetti meccanici 7

4.3.1 Azioni 8
4.3.2 Dimensionamento della capacità 10
4.3.3 Metodi per la verifica della sicurezza strutturale 11

5 Dimensionamento contro l'irradiamento nucleare 13

5.1 Principi base 13

5.1.1 Equivalente di calcestruzzo 13
5.1.2 Spessori minimi di costruzione 14
5.1.3 Locali di soggiorno temporaneo 14

5.2 Solette delle costruzioni di protezione 14

5.2.1 Solette non sovrastate da costruzioni 14
5.2.2 Solette sotto edifici 15

5.3 Pareti della costruzione di protezione 15

5.3.1 Pareti perimetrali 15
5.3.2 Pareti perimetrali all'interno di edifici 17

5.4 Entrate della costruzione di protezione e uscite di soccorso 19

5.4.1 Entrate e uscite 19
5.4.2 Pareti blindate scorrevoli 21
5.4.3 Uscite di soccorso 21

6 Effetti dell'onda d'urto dell'aria con armi atomiche 22

6.1 Informazioni generali 22

6.1.1 Forza statica sostitutiva 22
6.1.2 Valore di dimensionamento dell'azione 22
6.1.3 Fattore di carico dinamico 22

6.2 Terreno di fondazione 24

6.2.1 Informazioni generali 24
6.2.2 Classificazione del terreno di fondazione 24
6.2.3 Falda freatica 25

6.3 Azioni sulle solette 26

6.4 Azioni sulle platee 27

6.4.1 Dimensionamento 27
6.4.2 Platee sotto pareti 29
6.4.3 Platee sotto una trama di pilastri 30
6.4.4 Fondazioni su pali 31

6.5 Azioni sulle pareti perimetrali 32

6.5.1 Pareti interrate 32
6.5.2 Pareti perimetrali verso locali adiacenti non protetti 34

6.6 Azioni sulle pareti di separazione tra due costruzioni di protezione contigue 36

6.7 Effetti su opere di entrata protette 36

6.7.1 Carico dovuto alla pressione esterna e interna 36
6.7.2 Pressione interna 36
6.7.3 Pareti blindate scorrevoli 41
6.7.4 Opere di ventilazione e uscite di soccorso 42

6.8 Azioni sui serbatoi dell'acqua 42

6.8.1 Platee 43
6.8.2 Pareti perimetrali del serbatoio 43
6.8.3 Pareti del serbatoio all'interno della costruzione di protezione e pareti intermedie del serbatoio 43

6.9 Carico d'urto degli elementi strutturali all'interno della costruzione di protezione (scosse) 44

6.9.1 Pareti e pilastri in calcestruzzo armato 44
6.9.2 Solette intermedie e platee 45
6.9.3 Elementi montati 46

7 Analisi strutturale e dimensionamento contro l'onda d'urto dell'aria 47

7.1 Metodi di verifica 47

7.2 Valori di dimensionamento delle resistenze dei materiali 48

7.3 Resistenze delle sezioni 48

7.4 Armatura minima 49

7.5 Spessori minimi per le costruzioni di protezione 49

7.6 Elementi strutturali che non necessitano di verifica della sicurezza strutturale 50

7.7 Verifica della sicurezza strutturale degli elementi portanti 51

7.7.1 Metodi di verifica 51
7.7.2 Solette su appoggi lineari secondo il metodo cinematico 51
7.7.3 Elementi che non richiedono una verifica analitica 54
7.7.4 Travi (metodo cinematico) 55
7.7.5 Architravi di appoggio delle solette 56
7.7.6 Solette su appoggi puntuali e lineari secondo il metodo statico 56
7.7.7 Solette con angoli rientranti 57
7.7.8 Solette con carichi di pilastri o pareti 58
7.7.9 Elementi compressi 59
7.7.10 Elementi soggetti a trazione 59

8 Disposizioni costruttive 60

8.1 Informazioni generali 60

8.2 Barre, giunti, collegamenti e ancoraggi di armatura 60

8.3 Armatura di taglio 61

8.4 Armatura di collegamento 61

8.5 Armatura di solette e travi 61

8.6 Armatura di pilastri in calcestruzzo 63

8.7 Armatura di solette su appoggi puntuali 63

9 Dettagli esecutivi 64

9.1 Giunti di getto e giunti di ritiro 64

9.2 Giunti di dilatazione 64

9.3 Aperture 65

9.4 Condotte e canalizzazioni 65

9.5 Condotte di alimentazione e d’espulsione dell'aria per le opere esterne di ventilazione 68

9.6 Uscite di soccorso e cunicoli di evacuazione 68

9.7 Serbatoi dell’acqua 69

9.8 Serbatoi di combustibile 70

9.9 Isolazioni termiche 70

10 Elementi strutturali normalizzati 71

10.1 Chiusa 71

10.1.1 Parete della chiusa con porta blindata 72
10.1.2 Parete della chiusa senza porte blindate, soletta e platea 74
10.1.3 Esempio di disposizione dell'armatura nelle chiuse 74

10.2 Soletta rinforzata sopra l’entrata per la protezione dalle macerie 78

11 Adattamento o riammodernamento di vecchie costruzioni di protezione 80

12 Erratum 81

1 Introduzione

La progettazione delle costruzioni di protezione[1)] si basa sulle Istruzioni tecniche per le costruzioni di protezione degli organismi e del servizio sanitario (ITO 1977), le Istruzioni tecniche per i rifugi speciali (ITRS 1982) e le Istruzioni tecniche per la costruzione dei rifugi obbligatori (ITRP 1984) dell'Ufficio federale della protezione della popolazione.

Dal 1994 le costruzioni di protezione vengono costruite e dimensionate in maniera standardizzata in base alle “Istruzioni tecniche per la costruzione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione (ITC 1994)". Le presenti Istruzioni si basano su un concetto di dimensionamento proprio, per il quale tuttavia sono state prese in considerazione le principali norme SIA. Esse riguardano la costruzione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione contro gli effetti provocati da armi nucleari, chimiche e batteriologiche nonché gli effetti collaterali di armi convenzionali.

L’intervento di revisione e aggiornamento delle ITC 1994 in vigore è stato necessario a seguito dell'introduzione delle nuove norme SIA. Le presenti Istruzioni ITC 2017 sono uniformate in particolare alle norme SIA sulle strutture portanti riportate qui di seguito.

- SIA 260:2013, Basi per la progettazione di strutture portanti
- SIA 261:2014, Azioni sulle strutture portanti
- SIS 262:2013, Costruzioni di calcestruzzo
- SIS 263:2013, Costruzioni di acciaio

Le costruzioni di protezione devono offrire una **protezione di base** contro gli effetti delle armi moderne. In particolare questi requisiti garantiscono la protezione dagli effetti delle armi nucleari a una distanza dal nucleo dell’esplosione tale per cui l’onda d’urto non superi la pressione di 100 kN/m^2 (1 bar).

[1)] Il concetto di costruzione di protezione si applica uniformemente per le costruzioni di protezione degli organismi e del servizio sanitario ITO 1977, per i rifugi speciali secondo le ITRS 1982 e per i rifugi speciali secondo le Istruzioni tecniche per la costruzione dei rifugi obbligatori ITRP 1984.

2 Utilizzazione e pericoli

2.1 Utilizzazioni delle costruzioni di protezione nelle diverse situazioni

Nella *situazione normale* le costruzioni di protezione possono essere utilizzate in vari modi. Tuttavia dovranno essere presi in considerazione i requisiti definiti dall'Ufficio federale per la protezione della popolazione sui controlli relativi alle costruzioni di protezione, sulla manutenzione, sul mantenimento del valore e sulla prontezza all'uso.

In caso di *catastrofi e altre situazioni di emergenza* la popolazione può rifugiarsi nelle costruzioni di protezione per sfuggire agli effetti prodotti dalle catastrofi di origine naturale o tecnica. Tuttavia dato che, in presenza di pericoli del genere, l'occupazione precauzionale dei rifugi in presenza di pericoli di questo genere è raramente realistica. Le costruzioni di protezione sono utilizzate soprattutto come alloggi di emergenza.

In caso di *conflitti armati* le costruzioni di protezione tutelano la popolazione da eventuali effetti collaterali di armi nucleari e convenzionali (armi atomiche e nucleari) nonché dagli effetti di armi biologiche e chimiche (armi batteriologiche e chimiche). Per questo le costruzioni di protezione vengono realizzate e dimensionate in base all’entità e al livello di protezione richiesti (protezione di base) tollerando eventuali danni in caso di intervento armato che permettano comunque l'utilizzazione del rifugio.

2.2 Pericoli e misure

La Tabella 1 mostra un quadro generale dei pericoli in *situazione normale*, in caso di *catastrofi e situazioni di emergenza* e in caso di *conflitti armati* nonché le azioni di cui va tenuto conto in queste situazioni.

Le costruzioni di protezione in linea di principio sono state concepite per la protezione delle persone in un *conflitto armato*. Le relative situazioni di pericolo sono descritte nelle Istruzioni tecniche ITO 1977, ITRS 1982 e ITRP 1984. Si presuppone che le costruzioni di protezione non possano essere un obiettivo diretto di un eventuale attacco.

Per la costruzione e il dimensionamento in base alle presenti Istruzioni tecniche ITC 2017 sono determinanti gli effetti diretti e indiretti delle armi atomiche. In particolare gli effetti meccanici in seguito all'onda d'urto e a una onda sismica indotta dalla stessa onda d'urto, gli effetti dovuti alle radiazioni nucleari, gli effetti dovuti alla presenza di macerie.

Le costruzioni di protezione in situazione normale, in caso di calamità naturali e situazioni di emergenza sono dimensionate e costruite secondo le norme SIA.

Tabella 1 Situazioni, pericoli e misure

Situazioni e pericoli		
Situazione normale	**Catastrofi e situazioni di emergenza**	**Conflitti armati**
Azioni secondo la norma SIA 261	**Azioni di pericoli naturali** • Terremoto • Inondazione • Smottamenti **Azioni di guasti tecnici** • Incendio • Esplosione • Emissione di sostanze • Radiazioni nucleari (incidente nucleare) **Azioni di attacchi terroristici** • Incendio • Esplosione • Emissione di sostanze	**Interventi armati diretti** • Armi atomiche - Onda d'urto dell'aria e indotta nel terreno - Radiazioni nucleari - NEMP - Radiazione termica • Armi convenzionali - Effetti collaterali di esplosioni - Incendio • Armi batteriologiche e chimiche - Aria esterna contaminata **Azioni di attacchi terroristici** • Macerie • Incendio • Smottamenti • Inondazione
Misure		
Costruzione e dimensionamento in base alle norme SIA sulle strutture portanti		Costruzione e dimensionamento secondo le Istruzioni tecniche ITC 2017

3 Configurazione delle costruzioni di protezione

3.1 Requisiti secondo ITO 1977, ITRS 1982 e ITRP 1984.

Le costruzioni di protezione devono essere configurate e progettate secondo i principi della sicurezza e della tecnica. Per le costruzioni di protezione previste negli edifici si devono realizzare delle strutture portanti semplici. Per definire i requisiti per la configurazione delle costruzioni di protezione fanno fede le Istruzioni tecniche ITO 1977, ITRS 1982 e ITRP 1984. Gli aspetti tecnici seguenti dovranno essere considerati con particolare attenzione:

- Situazione nel terreno
- Situazione nel terreno di fondazione e nella falda freatica
- Situazione in relazione di eventuali piene o inondazioni
- Situazione all'interno o sotto gli edifici
- Situazione della costruzione di protezione
- Situazione degli accessi e delle uscite di emergenza
- Numero dei piani previsti sopra la costruzione di protezione

3.2 Requisiti delle costruzioni di protezione soggette a inondazioni

Carichi imposti dalle macerie

Di norma per il dimensionamento delle costruzioni di protezione si presuppone che l'edificio crolli per effetto dell'onda d'urto. Per il dimensionamento della costruzione di protezione sotto un edificio con più di otto piani sopra il piano di campagna sono fondamentali il peso proprio ed il carico esercitato dalle macerie. I carichi esercitati dalle macerie vanno calcolati secondo il capitolo 6.3.

Dimensionamento della capacità

In alcuni edifici sono previsti dei setti massicci per riprendere le forze orizzontali causate dal vento e dal terremoto. È possibile che un edificio con strutture simili non sia completamente distrutto dall'onda d'urto. Non si può quindi escludere che per effetto di un'onda d'urto dell'aria possa verificarsi un'interazione con la costruzione di protezione e che le forze e i momenti conseguenti vengano scaricati sul terreno di fondazione attraverso la costruzione di protezione (Figura 1).

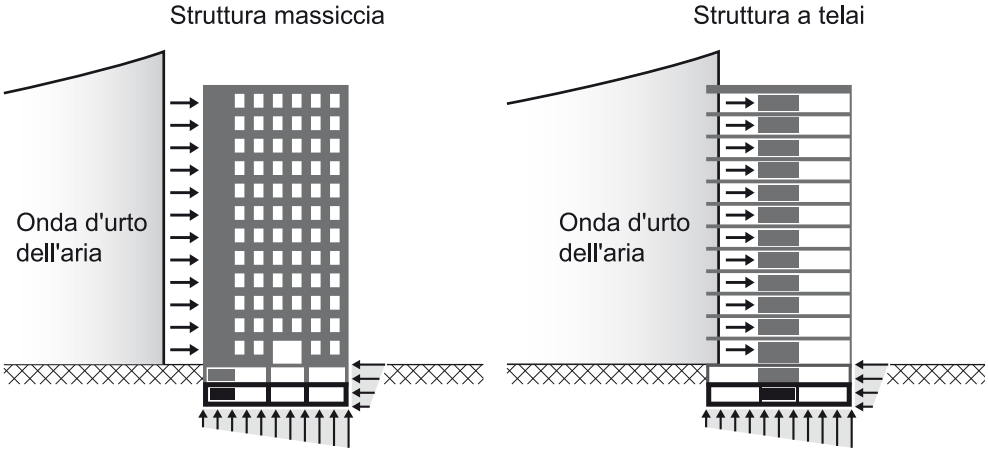


Figura 1 Azione dell'onda d'urto sugli edifici

Per il caso dell'azione dell'onda d'urto illustrato alla Figura 1, si deve garantire che le forze e i momenti indotti non producano sostanziali deformazioni plastiche dei componenti della costruzione di protezione. Le sollecitazioni indotte nei componenti della costruzione di protezione dai muri di stabilizzazione della costruzione devono i essere determinate in base ai metodi dimensionamento in capacità secondo il capitolo 4.3.2.

Restrizioni in merito all'inclinazione

Sia per le costruzioni massicce sia per le strutture a telaio con un nucleo massiccio (Figura 1) il carico dell'onda d'urto può provocare una forte inclinazione dell'intero edificio e quindi uno spostamento importante della costruzione di protezione. Dalla Figura 2 si ricavano le dimensioni dell'edificio per le quali si può prevedere un'inclinazione non ammissibile. Sotto gli edifici con queste dimensioni non possono essere realizzate costruzioni di protezione.

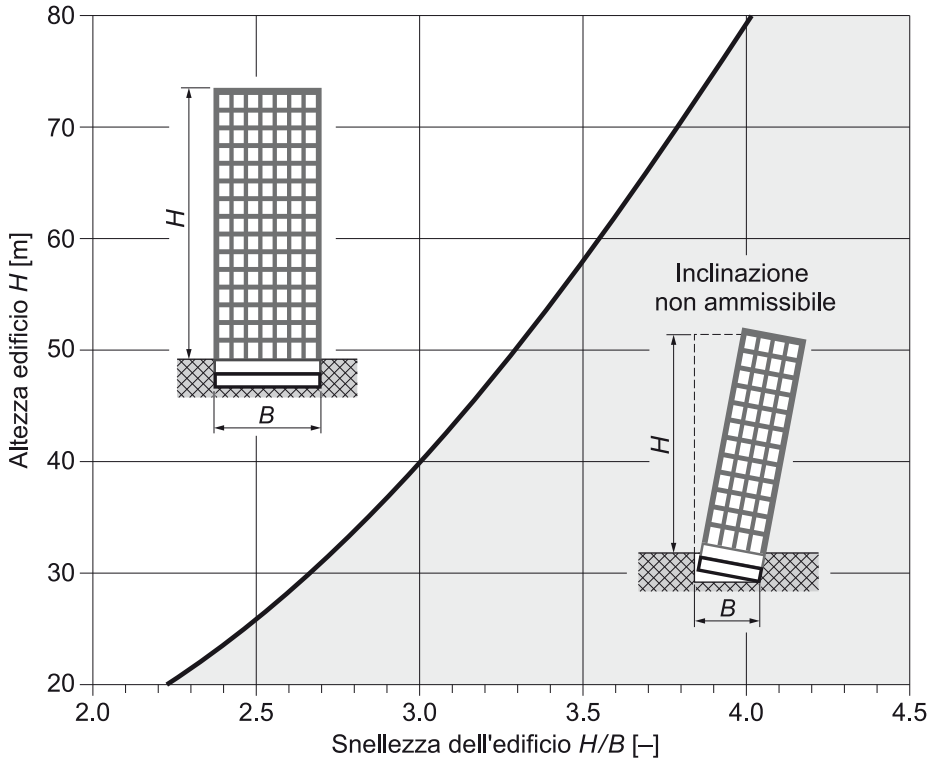


Figura 2 Pericolo di inclinazione non ammissibile dovuta all'altezza dell'edificio H e alla snellezza dell'edificio H/B

4 Concetto di edificazione e dimensionamento

4.1 Quadro generale

Per l'edificazione e il dimensionamento delle costruzioni di protezione in linea generale occorre verificare la sicurezza strutturale e l'efficienza funzionale in base alle norme SIA sulle strutture portanti. Inoltre le costruzioni di protezione devono essere costruite e dimensionate in conformità alle presenti Istruzioni tecniche ITC 2017 per rispondere alle situazioni di pericolo determinate in caso di conflitti armati. Il dimensionamento viene eseguito in maniera analoga al concetto di dimensionamento definito nelle norme SIA sulle strutture portanti (capitolo 4.3). I principali pericoli sono gli effetti meccanici (onda d'urto, onda sismica) delle armi atomiche a una distanza dal nucleo dell'esplosione tale che l'onda d'urto non superi la pressione di 100 kN/m^2 (1 bar) (capitolo 6). Il dimensionamento contro l'irradiamento nucleare (capitolo 5) determina gli spessori degli elementi di costruzione necessari per la protezione dall'irradiamento primario. Gli spessori degli elementi strutturali così definiti garantiscono inoltre la protezione da altri eventuali interventi armati, ad esempio:

- l'irradiamento nucleare per ricaduta radioattiva,
- azioni meccaniche dovute a scoppio di proiettili e vibrazioni,
- azioni dovute agli incendi,
- effetti dovuti agli aggressivi tossici di combattimento (impermeabilizzazione dell'involucro della costruzione di protezione).

Tabella 2 Concetto di edificazione e dimensionamento

Norme SIA sulle strutture portanti	**Istruzioni tecniche ITC 2015**	
Situazioni di pericolo nella situazione normale e in caso di catastrofi e situazioni di emergenza	Situazioni di pericolo in caso di conflitti armati	
SIA 260 Basi per la progettazione di strutture portanti	**Capitolo 4** Progetti di costruzione e dimensionamento	
	Irradiamento nucleare	Effetti meccanici
SIA 261 Azioni sulle strutture portanti	**Capitolo 5** Dimensionamento contro l'irradiamento nucleare	**Capitolo 6** Effetti dell'onda d'urto dell'aria
SIA 262 Costruzioni di calcestruzzo		**Capitolo 7** Analisi della struttura portante e dimensionamento
SIA 263 Costruzioni di acciaio **SIA 264** Costruzioni miste di acciaio e calcestruzzo		**Capitolo 8** Costruzione di elementi strutturali
	Capitolo 9 Dettagli per la realizzazione	
	Capitolo 10 Costruzione standard	

4.2 Radiazioni nucleari

Gli spessori degli elementi strutturali contro l'irradiamento nucleare sono definiti nel capitolo 5. Essi possono essere superiori agli spessori degli elementi strutturali necessari per la ripresa dell'onda d'urto.

4.3 Effetti meccanici

In linea di principio il dimensionamento delle costruzioni di protezione viene eseguito in base al concetto di dimensionamento stabilito dalle norme SIA per le strutture portanti. La sicurezza strutturale e l'efficienza funzionale devono essere verificate per tutte le situazioni di pericolo e di dimensionamento anche se non specifiche alla tecnica di protezione. Con le presenti istruzioni tecniche si regola anche il dimensionamento delle costruzioni di protezione in caso di interventi armati non previsti nelle norme SIA. In particolare viene trattato il dimensionamento relativo agli effetti meccanici delle armi nucleari (onda d'urto, onda sismica) e sono descritte le differenze di dimensionamento rispetto alle norme SIA. Queste riguardano principalmente la resistenza dei materiali, i coefficienti di resistenza e i dettagli costruttivi.

In base al concetto di dimensionamento delle norme sulle strutture portanti della SIA, la sicurezza strutturale si considera verificata se è rispettato il seguente criterio di dimensionamento:

$E_d \leq R_d$

E_d Valore di dimensionamento dell'effetto di una azione

R_d Valore di dimensionamento della resistenza ultima

Per le situazioni di dimensionamento accidentali i valori di calcolo degli effetti delle azioni sono determinati nel modo seguente, in base alla norma SIA 260:

$E_d = E\{G_k, A_d, \psi_{2i}, \cdot Q_{ki}, X_d, a_d\}$

E_d Valore di dimensionamento dell'effetto di un'azione (sollecitazione interna, reazione)

G_k Valore caratteristico di un'azione permanente

A_d Valore di dimensionamento di un'azione accidentale

Le azioni accidentali a seguito degli effetti meccanici delle armi sono trattate nel modo seguente come forze statiche sostitutive:

$A_d = \Phi \cdot q_k$

Φ Fattore di carico dinamico (considera il comportamento dinamico della struttura portante)

q_k Valore caratteristico dell'azione accidentale (onda d'urto dell'aria incidente o riflessa, onda d'urto indotta nel terreno di fondazione o azione del terreno di fondazione)

ψ_{2i} Coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione variabile (in combinazione con un'azione accidentale)

Q_{ki} Valore caratteristico di un'azione variabile

$\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ Valore quasi permanente dell'azione variabile *i* in combinazione con un'azione accidentale o con il valore frequente dell'azione (variabile) preponderante

a_d Valore di dimensionamento di una misura geometrica

X_d Valore di dimensionamento delle proprietà del materiale

I valori di dimensionamento della resistenza ultima vengono rilevati nel seguente modo:

$R_d = R\{f_{cd}, \tau_{cd}, f_{sd}, a_d\}$

R_d Valore di dimensionamento della resistenza ultima (resistenze a taglio, carico massimo)

f_{cd} Valore di dimensionamento della resistenza a compressione del calcestruzzo

τ_{cd} Valore di dimensionamento della tensione tangenziale ultima del calcestruzzo

f_{sd} Valore di dimensionamento del limite di snervamento dell'acciaio d'armatura

a_d Valore di dimensionamento di una misura geometrica

Per le costruzioni di protezione si devono utilizzare i valori di dimensionamento secondo il capitolo 7.2.

4.3.1 Azioni

Per il dimensionamento delle costruzioni di protezione sono determinanti le azioni derivanti da una onda d'urto a seguito dell'esplosione di un'arma nucleare, per riprodurre una molteplicità di diversi interventi armati. Il dimensionamento si basa su una sovrappressione massima dell'onda d'urto incidente di 100 kN/m^2 (1 bar). L'azione dell'onda d'urto dell'aria sulla superficie del suolo provoca inoltre un'onda d'urto nel terreno.

Le solette e le pareti perimetrali della costruzione di protezione, che non sono interrate, subiscono il carico diretto dell'onda d'urto. Per le pareti perimetrali interrate sono determinanti gli effetti della onda sismica indotta dall'onda d'urto Inoltre si devono considerare anche le azioni esercitate dal terreno di fondazione (reazioni sulla platea). L'onda sismica indotta dall'onda d'urto dell'aria produce inoltre brusche sollecitazioni sulle pareti e sulle solette intermedie e anche sulle installazioni fisse nella costruzione di protezione (Sollecitazioni da urti).

Per quanto riguarda gli edifici, in linea generale, si presume che possano essere distrutti dall'onda d'urto di un'esplosione nucleare pari a 1 bar e che quindi crollino. Dato che l'onda d'urto si propaga molto velocemente, per le costruzioni di protezione sotto gli edifici si può presumere che i carichi dovuti alle macerie dell'edificio abbiano effetto soltanto dopo il passaggio dell'onda d'urto (figura 3).

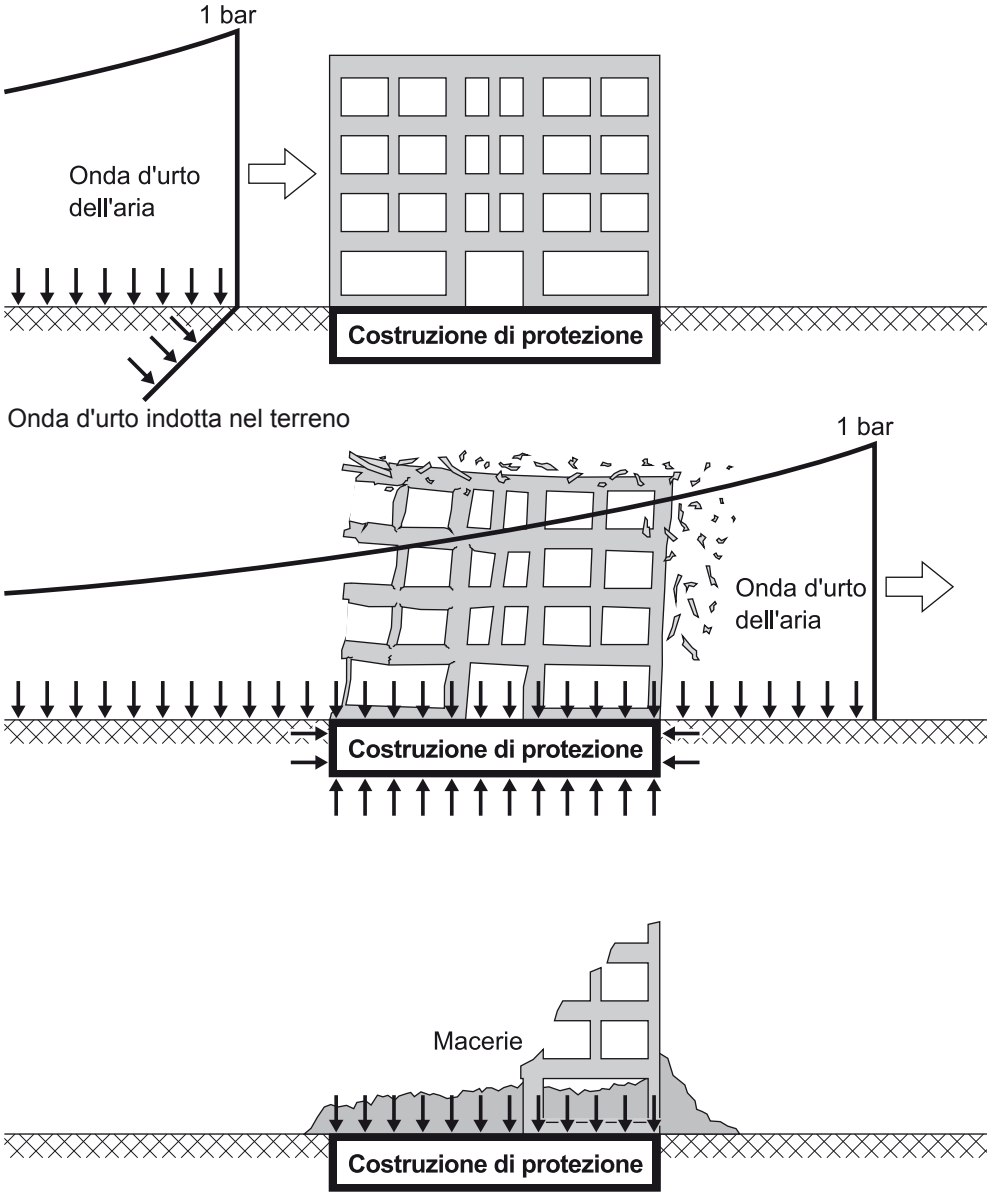


Figura 3 Azioni sulle costruzioni di protezione

Il valore di base per il dimensionamento delle opere di protezione è il carico definito con q = 100 kN/m^2 (100 kPa = 1 bar) della sovrappressione massima dell'onda d'urto incidente in terreno libero. Il carico dell'onda d'urto è un carico dinamico, caratterizzato da un incremento di carico molto rapido, di una durata relativamente lunga in rapporto al tempo di oscillazione degli elementi strutturali.

A prescindere dalla geometria e dalla posizione degli elementi strutturali il valore di partenza q del carico dell'onda d'urto viene modificato dagli effetti di riverberi, schermature, deviazioni o dal terreno stesso. Il valore di partenza modificato viene definito come valore caratteristico dell'azione q_k.

Il comportamento dinamico della struttura degli elementi strutturali viene considerato con il fattore di carico dinamico Φ. Esso prende in considerazione la deformazione elastoplastica degli elementi strutturali sotto il carico dinamico. La verifica della sicurezza strutturale dei singoli componenti avviene applicando una forza statica sostitutiva:

$$A_d = \Phi \cdot q_k$$

Per l'azione esercitata dal terreno di fondazione sulla platea viene considerata la distribuzione della pressione delle terre (pressione sul terreno) con un fattore δ in base al tipo di terreno di fondazione.

Si presuppone che tutti gli elementi strutturali vengano caricati contemporaneamente, perpendicolarmente alla loro superficie le forze di compressione che costituiscono un'azione favorevole (reazioni derivanti da elementi strutturali adiacenti) non possono essere prese in considerazione per definire la resistenza ultima a flessione.

Le azioni vengono descritte in maniera dettagliata nel capitolo 6.

4.3.2 Dimensionamento della capacità

Se le forze e i momenti delle pareti portanti resistenti al taglio si trasmettono sul terreno di fondazione attraverso le pareti della costruzione di protezione, bisogna assicurarsi che la sicurezza strutturale degli elementi della costruzione di protezione siano verificati dagli effetti dovuti da una scossa sismica e dall'onda d'urto. In proposito saranno necessarie eventuali verifiche specifiche.

Il metodo del dimensionamento della capacità permette di limitare le sollecitazioni che interessano la costruzione di protezione. Questi elementi della costruzione di protezione devono essere dimensionati - verificati per le opere di protezione esistenti- in base agli sforzi interni che agiscono sulle cerniere. Le cerniere plastiche previste per la dissipazione di energia devono essere posizionate sempre esternamente all'involucro della costruzione di protezione, come indicato in Figura 4.

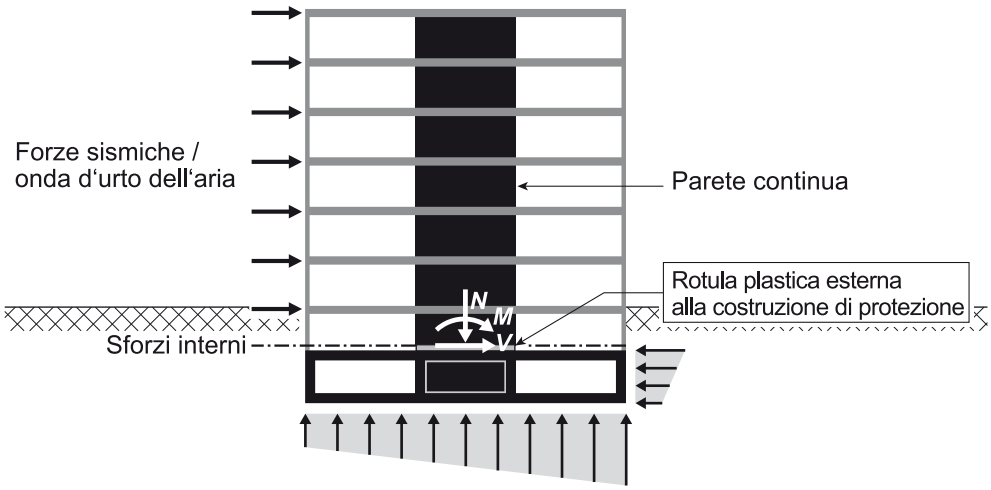


Figura 4 *Dimensionamento della capacità di una parete continua per la sollecitazione dell'onda sismica e il carico dell'onda d'urto*

4.3.3 Metodi per la verifica della sicurezza strutturale

Un quadro generale dei metodi di verifica della sicurezza strutturale viene illustrato in Figura 5.

Per eseguire eventuali verifiche della sicurezza strutturale secondo la norma SIA 262, comma 4.1.4, può essere applicato sia il metodo statico (valore limite inferiore del carico massimo) che il metodo cinematico (valore limite superiore del carico massimo), rispettando le condizioni della teoria della plasticità.

Con **metodo statico (valore limite inferiore del carico massimo)** i valori degli sforzi interni sono calcolati sulla base di un modello elastico della struttura portante. Questo metodo si applica per elementi strutturali complessi, per i quali non è possibile definire con esattezza di eventuali meccanismi di rottura. Esempi di elementi strutturali di questo tipo sono le solette su appoggi puntuali o le solette con angoli rientranti.

In alternativa gli elementi strutturali dalla geometria complessa possono essere trasformati, con la prevedendo delle travi come appoggio, in un sistema di solette rettangolari su appoggi lineari. Il carico ultimo può essere quindi definito con il metodo cinematico.

Con il **metodo cinematico (valore limite superiore del carico massimo)** si presuppone che la struttura portante subisca una deformazione plastica. Esso verrà applicato nei casi in cui si verificano deformazioni semplici, ammissibili dal punto di vista cinematico (meccanismi delle linee di rottura). Ad esempio è il caso di travi e solette rettangolari su appoggi lineari.

Con le verifiche tramite metodo cinematico si definisce la sollecitazione di taglio V_d in base al carico ultimo di flessione.

Il valore limite di $v_{d,max}$ è calcolato considerando il valore di dimensionamento dell'azione $q_{d,max}$, pari al doppio dell'azione accidentale q_k (fattore di carico dinamico Φ = 2,0).

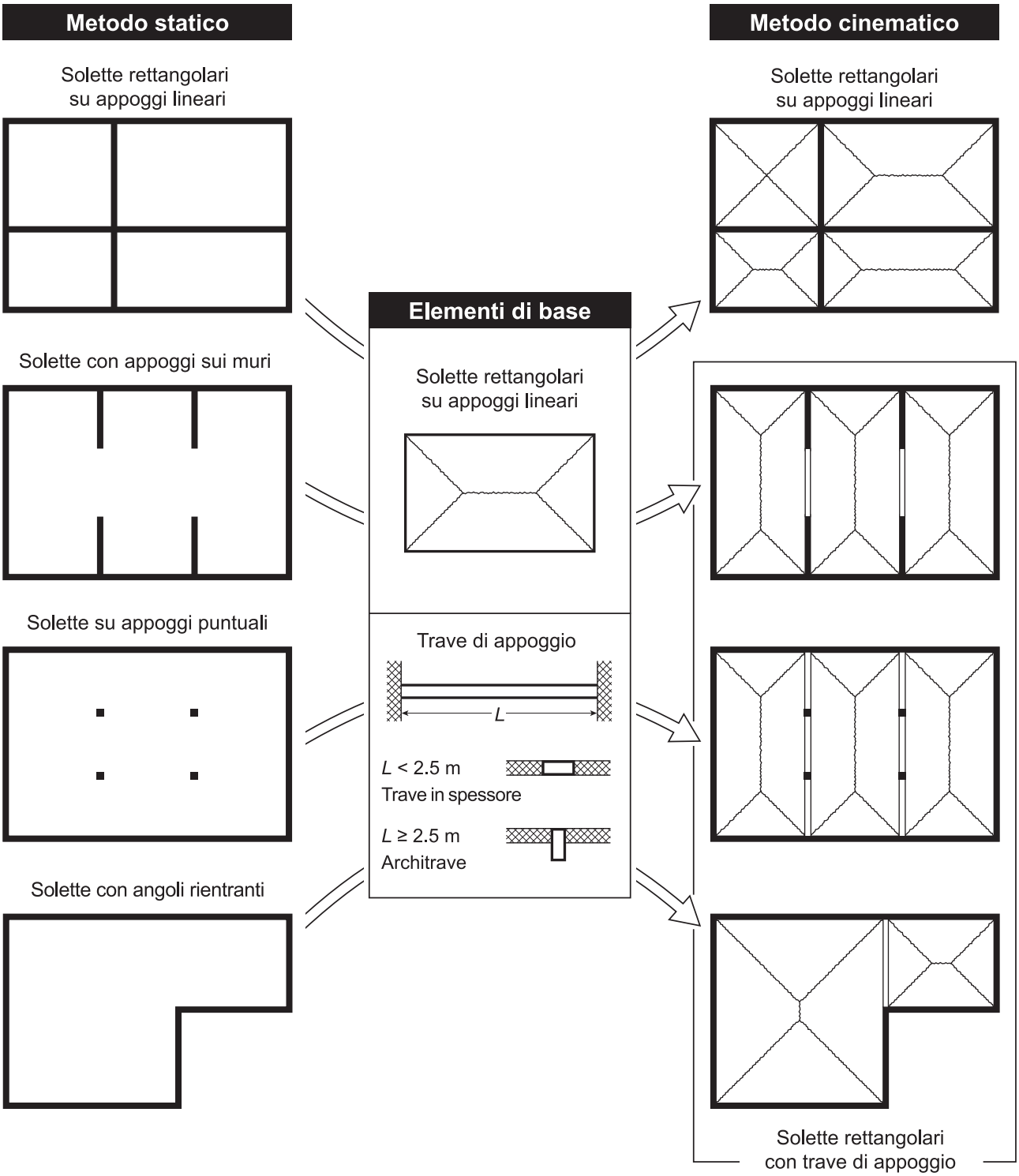


Figura 5 *Quadro generale dei sistemi strutturali e dei metodi di analisi della struttura portante*

5 Dimensionamento contro l'irradiamento nucleare

5.1 Principi base

5.1.1 Equivalente di calcestruzzo

Gli elementi di solette e di pareti perimetrali delle costruzioni di protezione devono presentare uno spessore sufficiente per garantire la protezione dall'irradiamento nucleare. La protezione dall'irradiamento nucleare viene realizzata tramite l'effetto di schermo, Il fattore di protezione dipende dallo spessore h_i e dalla densità ρ_i dell'elemento strutturale considerato. Di seguito sono indicati gli spessori degli elementi di costruzioni necessari per la protezione dall'irradiamento nucleare. Si tratta degli spessori delle solette delle costruzioni di protezione (h_D) e delle pareti perimetrali (h_W) in calcestruzzo armato e lo spessore equivalente delle costruzioni multistrato di solette o pareti (calcestruzzo-equivalente). La Tabella 3 mostra i valori orientativi per la densità di materiali da costruzione e terreni.

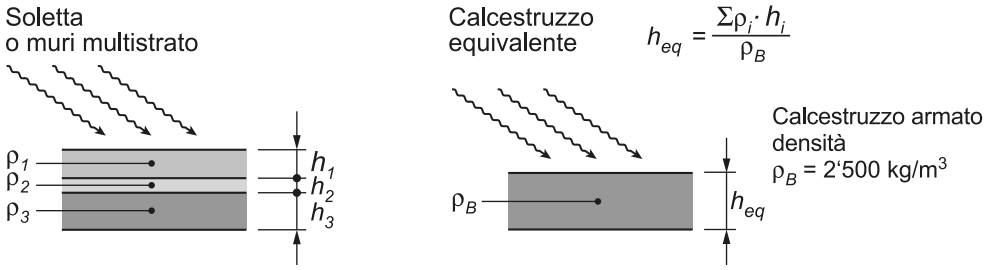


Figura 6: Equivalente di calcestruzzo

Tabella 3 Valori per l'addensamento di calcestruzzo e terreni incoerenti

Materiale da costruzione / terreno		Densità ρ_i [kg/m^3]
Calcestruzzo	Calcestruzzo armato	2‘500
	Malta	2‘000 – 2‘200
	Calcestruzzo magro	2‘000 – 2‘200
	Calcestruzzo drenante	1‘800 – 2‘000
	Calcestruzzo alleggerito	1‘000 – 2‘000
Terreni incoerenti (saturi)	Terreno poco compatto	1‘600 – 1‘700
	Terreno mediamente compatto	1‘700 – 1‘900
	Terreno compatto	1‘800 – 2‘100

5.1.2 Spessori minimi di costruzione

Le solette e le pareti dell'involucro della costruzione di protezione devono avere uno spessore superiore o uguale ai valori minimi seguenti:

- Spessore minimo soletta $h_{D,min}$ = 300 mm
- Spessore minimo parete perimetrale $h_{D,min}$ = 300 mm

5.1.3 Locali di soggiorno temporaneo

Nei locali all'interno delle costruzioni di protezione in cui le persone soggiornano temporaneamente gli spessori degli elementi strutturali in linea generale possono essere ridotti di 100 mm. Lo spessore minimo dei componenti di costruzione tuttavia non deve essere inferiore a h_{min} = 300 mm. Per locali in cui le persone soggiornano temporaneamente si intendono:

- locali di ventilazione e locali macchine
- locali riservati a materiali e apparecchiature
- Chiuse
- Rifugi per beni culturali

5.2 Solette delle costruzioni di protezione

5.2.1 Solette non sovrastate da costruzioni

Per la protezione dall'irradiamento nucleare le solette delle costruzioni di protezione non sovrastate da costruzioni devono avere uno spessore equivalente di calcestruzzo pari a h_{eq} = 650 mm. In caso di ricopertura in terra lo spessore della soletta di h_D può essere definito in base allo spessore dello strato di terra h_E con l'aiuto di Figura 7. Se non è noto il livello di addensamento della ricopertura in terra, si deve considerare un terreno poco compatto con ρ_E = 1600 kg/m^3.

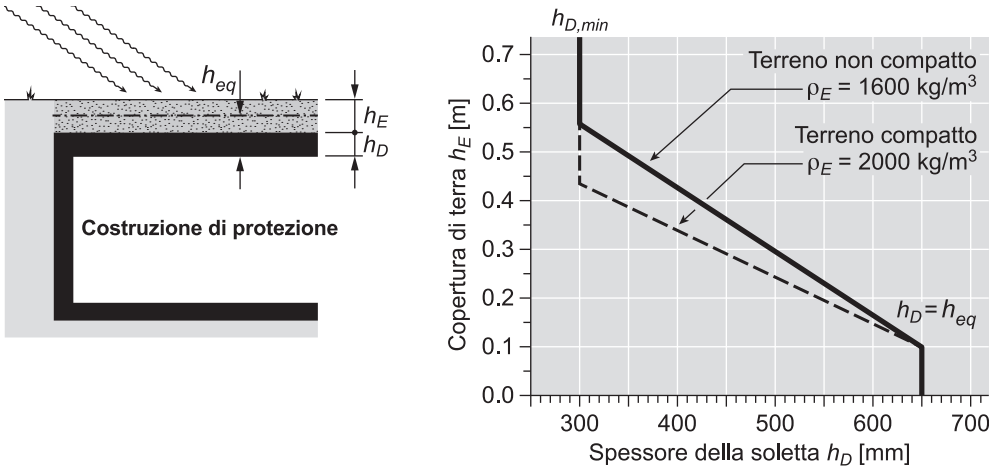
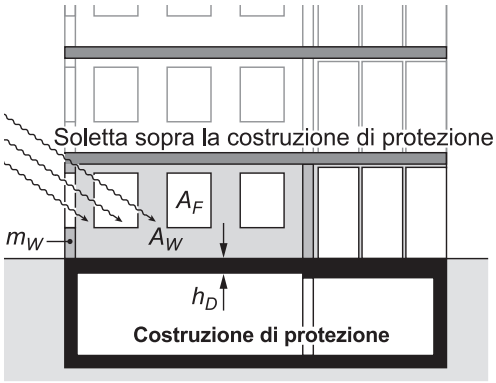


Figura 7: Spessore delle solette ricoperte di terra

In caso di ricopertura con altri materiali, ad es. rivestimenti o calcestruzzo drenante, in base al capitolo 5.1.1 si dovrà definire lo spessore corrispondente all'equivalente di calcestruzzo e verificare che per la protezione dell'irradiamento nucleare sia raggiunto almeno lo spessore richiesto di $h_{eq} \geq$ 650 mm. In ogni caso lo spessore minimo delle solette di calcestruzzo deve essere di almeno h_D = 300 mm.

5.2.2 Solette sotto edifici

Nelle costruzioni di protezione realizzate sotto edifici, l'edificio svolge una funzione di schermatura. Lo spessore della soletta necessario per la protezione dall'irradiamento nucleare dipende quindi dalla struttura dell'edificio. Con l'aiuto della Figura 8 si può definire lo spessore della soletta h_D necessario in base alla struttura dell'involucro dell'edificio (aperture, massa) e al numero di solette in calcestruzzo dell'edificio stesso.



Spessore della soletta della costruzione di protezione h_D [mm]						
Rapporto delle superfici A_F / A_W		< 30 %		30 - 80 %		> 80 %
Massa dei muri esterni	m_W [kg/m²]	< 300	≥ 300	< 300	≥ 300	1)
Numero di solette in calcestruzzo sopra la costruzione di protezione	Nessuna	550	500	600	550	650
	Una	450	400	500	450	550
	Diverse	350	300	400	350	500

A_F : Superficie totale delle aperture nei muri
A_W : Superficie dei muri esterni (aperture comprese)
m_W : Massa dei muri esterni [kg/m²]

1) Facciate in vetro o con grandi aperture

Figura 8: Spessore delle solette delle costruzioni di protezione sotto edifici

5.3 Pareti della costruzione di protezione

5.3.1 Pareti perimetrali

Le pareti perimetrali ricoperte completamente o in parte di terra e le pareti perimetrali libere ricoperte da altri componenti di costruzione o dalla terra sono esposte a un irradiamento nucleare diretto. Per il dimensionamento dello spessore della parete necessario per la protezione dall'irradiamento nucleare h_W è determinante il rapporto delle superfici A_S/A_W. Il valore A_S indica la superficie della parete esposta all'irradiamento nucleare diretto mentre A_W indica la superficie della parete fino al filo ***inferiore*** della soletta della costruzione di protezione. Per la definizione della superficie A_S delle pareti perimetrali libere si dovrà considerare un angolo d'incidenza dell'irradiamento nucleare diretto di 30° (Figura 9).

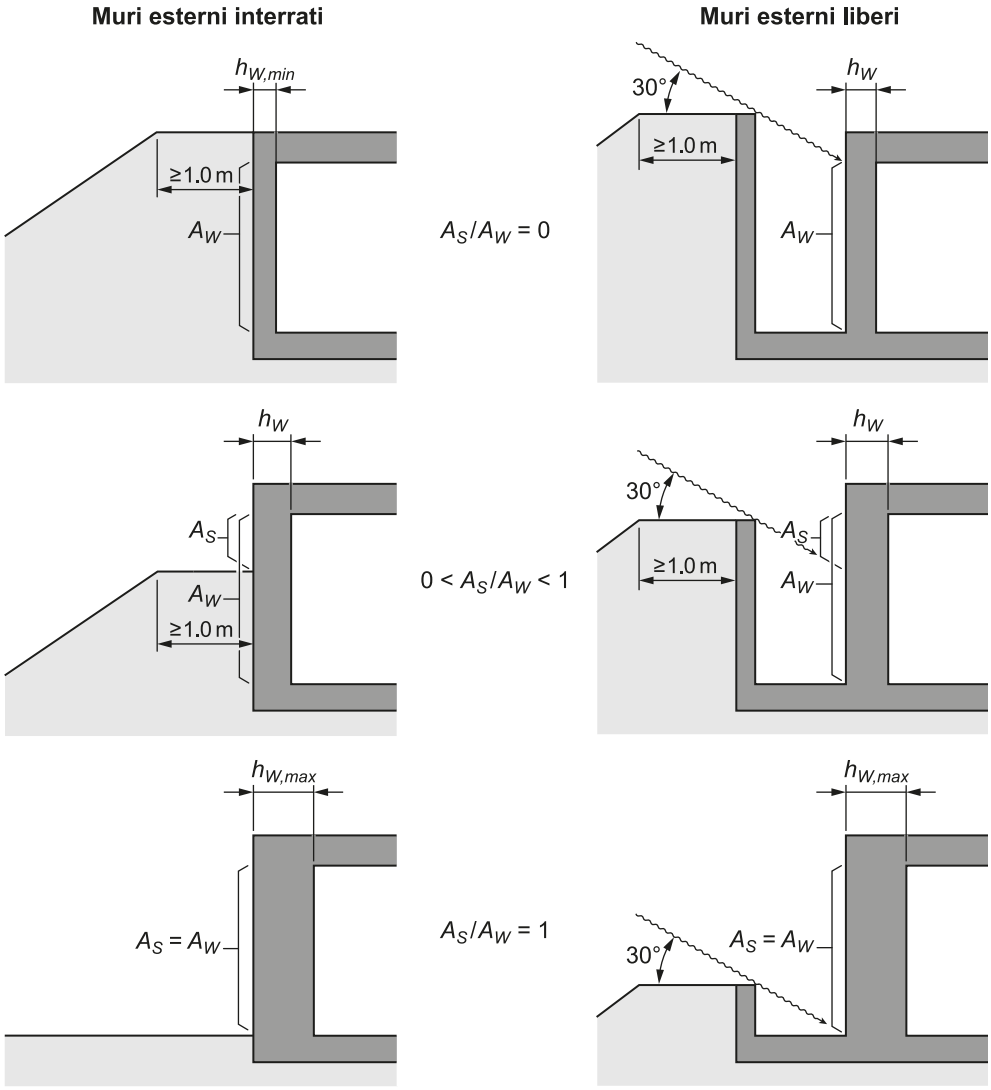


Figura 9: Dimensionamento dello spessore delle pareti esterne interrate e libere

Il dimensionamento dello spessore delle pareti h_W in base al rapporto di superficie A_S/A_W viene eseguito in base al seguente diagramma, Figura 10.

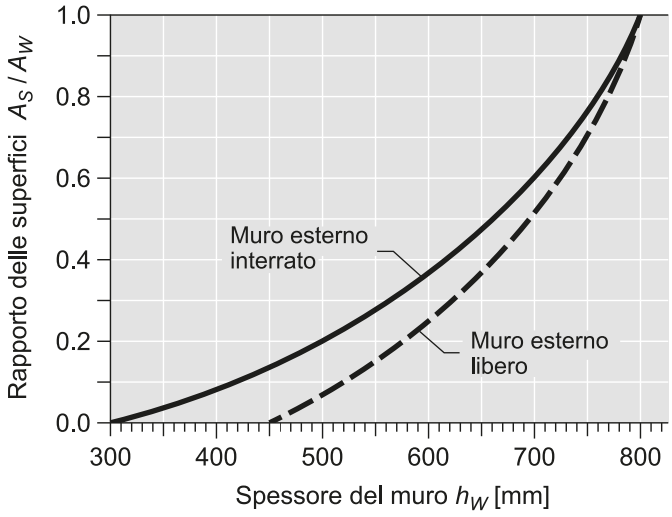


Figura 10: Spessore della parete esterna

5.3.2 Pareti perimetrali all'interno di edifici

Per il dimensionamento dello spessore delle pareti perimetrali delle costruzioni di protezione, situate all'interno di edifici, si può considerare l'effetto schermante dei locali adiacenti. Questi ultimi devono però presentare solette in calcestruzzo con uno spessore minimo di 200 mm per considerare l'effetto di schermatura:

$h_D \geq 200$ mm

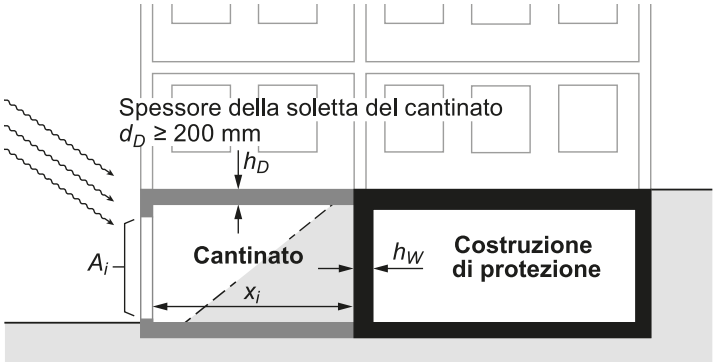
Se **i locali adiacenti sono abbondantemente interrati**, e non presentano pareti perimetrali non interrate, la protezione dall'irradiamento nucleare può essere garantita con uno spessore minimo delle pareti della costruzione di protezione $h_{W,min}$:

$h_{W,min} = 300$ mm

Per **locali adiacenti parzialmente interrati** con aperture verso l'esterno (finestre, porte) l'effetto schermante dipende dalle dimensioni delle aperture A_i e dalle relative distanze dalla parete della costruzione di protezione x_i. Con il parametro Z viene definito il totale delle superfici di apertura valutate in base alla distanza, per cui Z si calcola nel seguente modo:

$$Z = \sum \frac{A_i}{x_i^2}$$

Lo spessore della parete della costruzione di protezione h_W necessario per la protezione dall'irradiamento nucleare deve essere definito con l'aiuto di Figura 11 in funzione della somma delle superfici delle aperture ponderate con la distanza Z .



Spessore del muro della costruzione di protezione h_W [mm]		
Cantinato essenzialmente interrato		300
Cantinato parzialmente in superficie	$Z \leq 0.10$	350
	$0.10 < Z \leq 0.25$	400
$Z = \Sigma A_i / x_i^2$	$0.25 < Z \leq 0.50$	450
	$0.50 < Z \leq 1.00$	500

A_i : Superficie della apertura verso l'esterno

x_i : Distanza minima tra il centro dell'apertura e il muro della costruzione di protezione

Figura 11: Spessore della parete delle costruzioni di protezione adiacenti a cantinati, situati entrambi, all'interno di edifici.

Esempio di dimensionamento

La Figura 12 indica una costruzione di protezione con locali adiacenti parzialmente in superficie e uno con cantinato abbondantemente interrato. Per l'esempio vengono definiti gli spessori $h_{W,1}$ e $h_{W,2}$ delle pareti perimetrali della costruzione di protezione verso il cantinato.

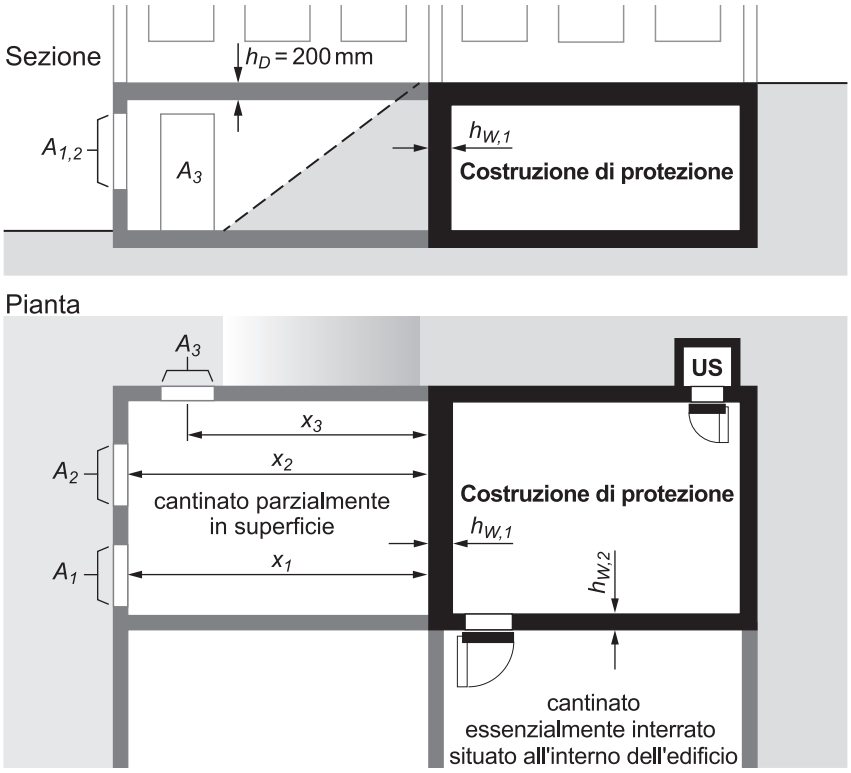


Figura 12: Esempio di dimensionamento degli spessori delle pareti per una costruzione di protezione con cantinato

Spessore delle pareti $h_{W,1}$ sul lato del locale parzialmente in superficie:

Superficie delle aperture A_i	Distanze più brevi x_i
A_1 = 1.5 m^2	x_1 = 5.0 m
A_2 = 1.5 m^2	x_2 = 5.0 m
A_3 = 1.8 m^2	x_3 = 4.0 m

Totale delle superfici di apertura valutate in base alla distanza

$$Z = \frac{A_1}{x_1^2} + \frac{A_2}{x_2^2} + \frac{A_3}{x_3^2} = \frac{1.5}{5.0^2} + \frac{1.5}{5.0^2} + \frac{1.8}{4.0^2} = 0.23$$

Figura 11 ➔ Spessore delle pareti $h_{W,1}$ = <u>400 mm</u>

Spessore delle pareti $h_{W,1}$ sul lato del locale abbondantemente interrato:

Figura 11 ➔ Spessore delle pareti $h_{W,2}$ = <u>300 mm</u>

5.4 Entrate della costruzione di protezione e uscite di soccorso

5.4.1 Entrate e uscite

Nelle **costruzioni di protezione senza chiusa** (rifugi < 50 posti protetti) l'entrata dovrebbe possibilmente essere situata in un locale essenzialmente interrato (Figura 12). Se ciò non fosse possibile e se l'entrata è situata verso un locale parzialmente fuori terra, la zona dell'entrata deve essere protetta secondo quanto riportato nella Figura 13 realizzando una parete in calcestruzzo antistante, con uno spessore minimo di 200 mm. Oltre alla protezione dall'irradiamento nucleare in questo modo si può garantire anche la protezione da proiettili e macerie.

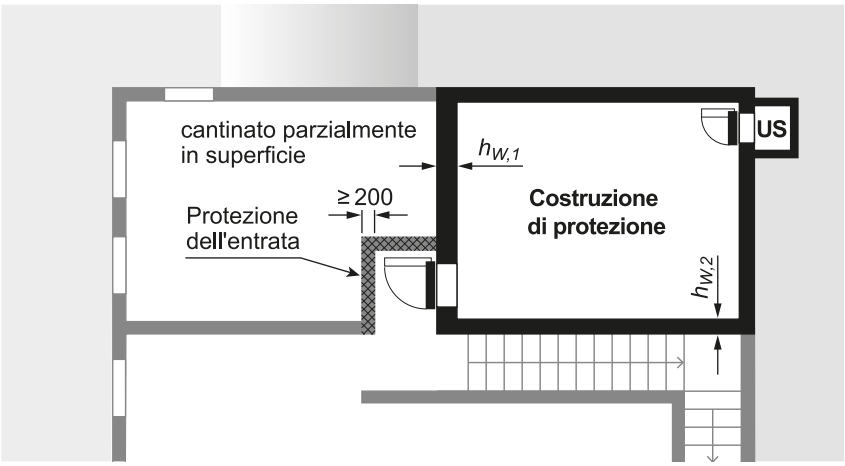


Figura 13 Protezione dell'entrata della costruzione di protezione verso locali parzialmente interrati.

Nel caso di **rifugi con chiuse** adiacente ad un cantinato, le pareti delle chiuse e le pareti della costruzione di protezione adiacente al cantinato devono essere dimensionate secondo quanto indicato nella Figura 11. Gli spessori delle pareti perimetrali libere della zona dell'entrata saranno trattate secondo la Figura 9 e gli spessori delle pareti saranno definiti con l'aiuto del diagramma, Figura 10.

Esempio di dimensionamento

La Figura 14 mostra l'esempio di una costruzione di protezione con un'uscita esterna, un cantinato protetto (pre-disinfezione) e una chiusa. Lo spessore $h_{W,1}$ della parete esterna parzialmente libera è determinato in base al rapporto di superficie A_S/A_W con l'aiuto della Figura 10. Lo spessore della parete della chiusa $h_{W,2}$ e lo spessore $h_{W,3}$ della parete della costruzione di protezione verso il cantinato dipendono rispettivamente dalla superficie di apertura A e dalla distanza x_2 e x_3 dalla parete. Gli spessori vengono definiti secondo la Figura 11. Essendo la chiusa un locale in cui le persone soggiornano temporaneamente, lo spessore della parete della chiusa può essere ridotto di 100 mm.

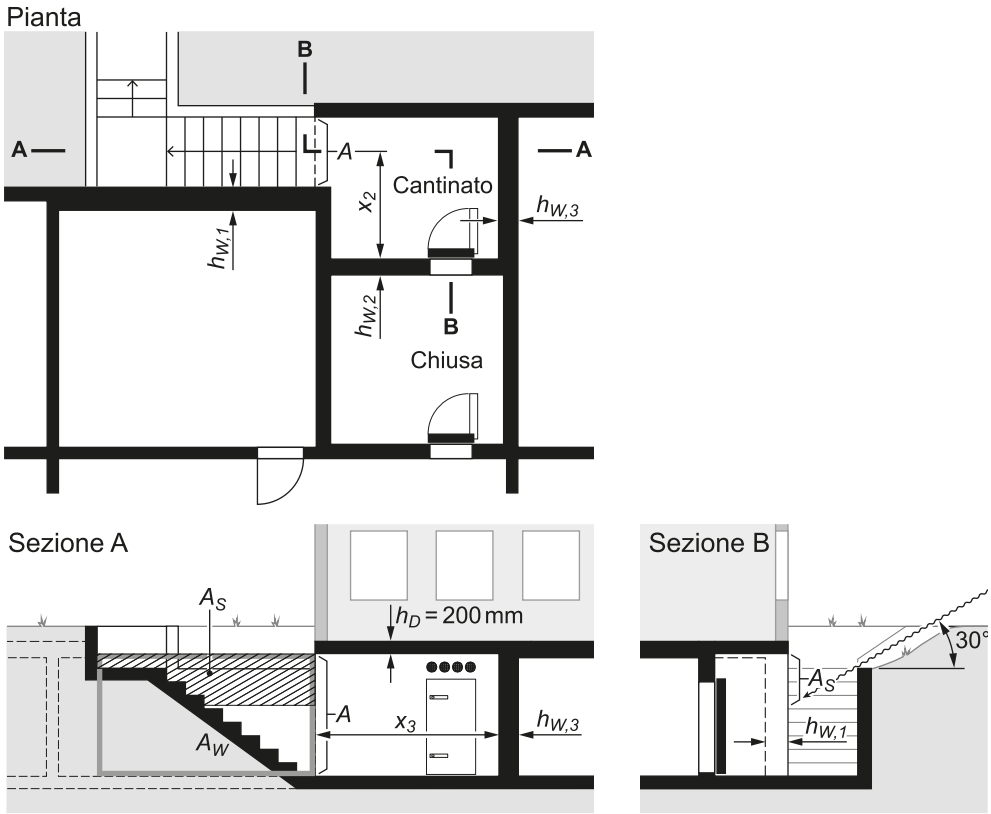


Figura 14 *Esempio di determinazione degli spessori delle pareti in una costruzione di protezione con uscita esterna, cantinato e chiusa*

Spessore della parete perimetrale libera $h_{W,1}$:

Superficie della parete esposta a irradiamento nucleare diretto: A_S = 5.0 m^2

Superficie parete totale: A_W = 13.5 m^2

Rapporto di superficie: A_S/A_W = 0.37

Figura 10 ➔ Spessore della parete $h_{W,1}$ = <u>650 mm</u>

Spessore della parete della chiusa $h_{W,2}$:

Superficie dell'apertura A = 3.0 m^2

Distanza minima x_2 x_2 = 3.0 m

$$Z = \frac{A}{x_2^2} = \frac{3.0}{3.0^2} = 0.33$$

Figura 11 ➔ Spessore della parete $h_{W,2}$ = 450 - 100[1)] = <u>350 mm</u>

[1)] occupazione temporanea, capitolo 5.1.3

Spessore della parete della costruzione di protezione $h_{W,2}$:

Superficie dell'apertura A = 3.0 m^2

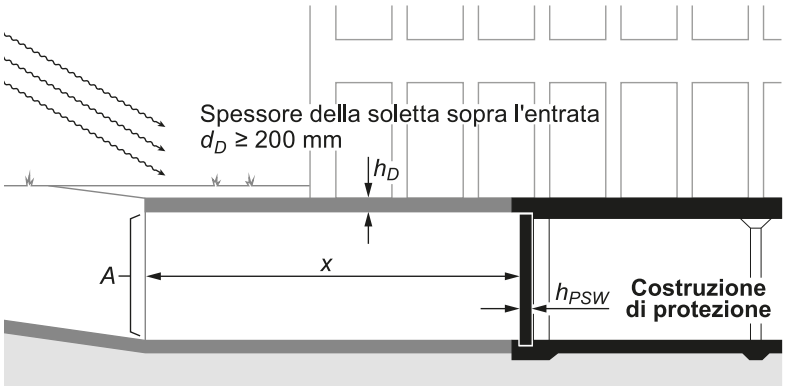
Distanza minima x_3 x_3 = 4.0 m

$$Z = \frac{A}{x_3^2} = \frac{3.0}{4.0^2} = 0.19$$

Figura 11 ➔ Spessore della parete $h_{W,3}$ = <u>400 mm</u>

5.4.2 Pareti blindate scorrevoli

Nelle **costruzioni di protezione in garage sotterranei** secondo ITRS 1982 l'entrata del garage sotterraneo deve essere considerata come locale parzialmente interrato. Lo spessore della parete blindata scorrevole h_{PSW} dipende dalla superficie della sezione d'entrata (superficie di apertura A), dalla sua distanza x dalla parete blindata scorrevole e dallo spessore della soletta h_D sopra l'entrata. A prescindere se vi sia o meno un edificio soprastante l'entrata, lo spessore della parete blindata scorrevole può essere definito secondo la Figura 15.



Spessore della parete blindata scorrevole h_{PSW} [mm]			
Spessore della soletta sopra l'entrata h_D		<350	≥350
$Z = A/x^2$	$Z \leq 0.15$	350	250
	$0.15 < Z \leq 0.25$	350	

Figura 15 Spessore della parete blindata scorrevole nelle costruzioni di protezione previste in garage sotterranei

5.4.3 Uscite di soccorso

Le uscite di soccorso (US) che conducono all'esterno in prossimità della facciata dell'edificio devono essere realizzate secondo ITRS 1982 e ITRP 1984 con pozzi di uscita in calcestruzzo armato (calcestruzzo gettato in opera ed elementi prefabbricati). Le dimensioni minime del pozzo sono 0,60 x 0,80 m.

Per impedire un'esposizione all'irradiamento nucleare diretto, l'angolo tra il bordo superiore dell'apertura del coperchio blindato e il bordo del pozzo non deve essere inferiore a 30°. I pozzi che fuoriescono dal terreno devono inoltre essere protetti con un riporto largo almeno 0,40 m.

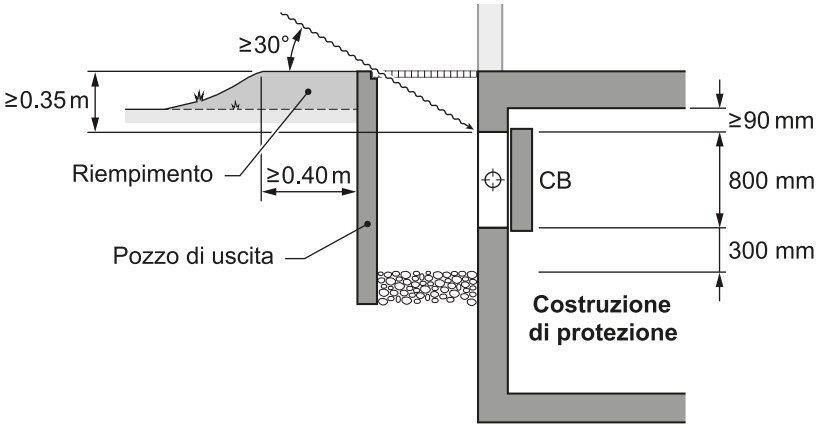


Figura 16 Disposizione delle uscite di soccorso vicino alla superficie del terreno

6 Effetti dell'onda d'urto dell'aria con armi atomiche

6.1 Informazioni generali

6.1.1 Forza statica sostitutiva

Il valore di dimensionamento della forza statica sostitutiva A_d viene definito in funzione del carico dinamico e della plasticità dell'elemento strutturale sottoposto a sollecitazione. Con il fattore di carico dinamico Φ viene definito nel seguente modo:

$$A_d = \Phi \cdot q_k$$

A_d Valore di dimensionamento dell'azione preponderante accidentale (forza statica sostitutiva)

Φ Fattore di carico dinamico

q_k Valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale (onda d'urto dell'aria, onda sismica)

6.1.2 Valore di dimensionamento dell'azione

Il valore di dimensionamento dell'azione in generale si ottiene come segue:

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

q_d Valore di dimensionamento dell'azione

g_k Valore caratteristico di un'azione permanente, ad esempio pesi propri e carichi strutturali, spinta attiva della terra

Φ Fattore di carico dinamico

q_k Valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale (onda d'urto dell'aria, onda sismica, carico esercitato dalle macerie)

ψ_{2i} Coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile (in combinazione con un'azione preponderante accidentale)

q_{ki} Valore caratteristico di un'azione concomitante

6.1.3 Fattore di carico dinamico

I fattori di carico dinamici Φ da considerare per il dimensionamento degli elementi strutturali snelli con rapporto $l_x/h \geq 4$ e per gli elementi strutturali massicci con $l_x/h < 4$ sono indicati qui di seguito; la luce più corta dell'elemento strutturale viene definita con l_x e il relativo spessore con h.

Il comportamento dinamico degli elementi strutturali viene considerato con il fattore di carico dinamico Φ. Il carico dinamico è caratterizzato da un'onda d'urto di lunga durata con un incremento del carico molto rapido. L'onda d'urto

agisce sugli elementi della costruzione in modo elastico con una sollecitazione corrispondente al doppio del valore caratteristico della azione (Φ = 2.0). Se vengono ammesse deformazioni elastico-plastiche, si riduce il fattore di carico dinamico.

Le costruzioni di protezione tollerano le deformazioni plastiche: per questa ragione il calcolo della sollecitazione a flessione può essere considerato un fattore di carico dinamico Φ = 1,2. Poiché non si può tuttavia escludere che l'elemento di costruzione considerato si comporti in modo più o meno elastico in ragione della geometria e della disposizione dell'armatura, si considererà un fattore di carico dinamico Φ = 2,0 per le verifiche al taglio e al punzonamento per evitare una rottura precoce per queste due sollecitazioni.

Elementi strutturali snelli

Tabella 4 Fattore di carico dinamico Φ per elementi strutturali sottili con $l_x/h \geq 4$

Metodo statico		
Flessione		Φ = 1.2
Taglio e punzonamento		Φ = 2.0
Metodo cinematico		
Flessione (carico limite a flessione q_{Rd})		Φ = 1.2
Taglio	con carico limite a flessione q_{Rd}	
	ma al massimo con $q_{d,max} = gk + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$ con	Φ = 2.0

Elementi strutturali massicci

Negli elementi strutturali massicci con $l_x/h < 4$ (con mensole l_x/h < 2) le sollecitazioni possono essere rilevate sulla base di campi di tensione e modelli puntoni e tiranti. Per il dimensionamento il fattore di carico dinamico Φ = 2.0 deve essere impiegato nel seguente modo:

Elementi strutturali immersi (platee, pareti, serbatoi dell'acqua)

Per le platee e le pareti situate sotto il livello di falda (livello d'acqua sopra il filo inferiore della platea, tipo di terreno di fondazione I_c e I_d vedi capitoli 6.2.2 e 6.2.3) e per i serbatoi dell'acqua, la cui deformazione deve essere limitata per motivi di impermeabilità, si dovranno aumentare le forze statiche sostitutive A_d per la verifica della **sicurezza strutturale a flessione.** L'aumento è pari al 10% con l'applicazione del metodo statico e del 30 % con l'applicazione del metodo cinematico (Tabella 4):

Metodo statico: $A_d = 1.1 \cdot \Phi \cdot q_k$

Metodo cinematico: $A_d = 1.3 \cdot \Phi \cdot q_k$

6.2 Terreno di fondazione

6.2.1 Informazioni generali

Le azioni determinanti che il terreno di fondazione esercita sulla platea si compongono delle reazioni prodotte dai carichi sulla soletta, dai pesi propri e dalle azioni concomitanti permanenti esercitate dalla costruzione di protezione e dall'edificio situato sopra la stessa. La sollecitazione alla quale è sottoposta la platea è il risultato dell'interazione fra terreno e costruzione. Questa sollecitazione è anche subordinata alla natura del terreno e alle dimensioni della platea.

La realizzazione delle costruzioni di protezione non è consentita nei terreni che presentano un pericolo di liquefazione, come ad es. torbe, crete lacustri o sabbie fini non consolidate sature, a meno che l'intero edificio venga fondato su pali- portanti sostanzialmente di punta.

6.2.2 Classificazione del terreno di fondazione

Nella classificazione del terreno di fondazione si considerano terreni sciolti granulosi, sciolti argillosi e rocce:

Per **terreni sciolti granulari** (tipo I) si intendono le ghiaie, le sabbie e le sabbie limose che si trovano in tutti i tipi di depositi alluvionali o nelle morene a granulometria grossa con una piccola proporzione di elementi fini.

Per **terreni sciolti argillosi** (tipo II) si intendono le ghiaie argillose, le sabbie argillose, i limi argillosi e le argille pure o altri terreni poco permeabili. Si tratta di depositi lacustri a granulometria fine (argille dei fondi lacustri), depositi alluvionali e morene di fondo con moltissimi elementi fini. I terreni sciolti coerenti sono duri quando sono compatti, stabili e difficilmente scavabili con mezzi meccanici. La morena di fondo a granulometria fine che si estende sotto la zona di alterazione rappresenta l'esempio tipico di terreno sciolto coerente. I terreni sciolti argillosi sono considerati molli allorquando sono poco compatti, poco stabili a lungo termine e hanno una scarsa capacità portante. L'esempio più rappresentativo è dato dalle argille alluvionali.

La **roccia** (tipo III) che si ritrova spesso nell'altipiano svizzero viene spesso indicata la molassa (marna, arenaria, ecc.). I conglomerati di ghiaia e di sabbia-ghiaia, che sono terreni difficili da scavare con mezzi meccanici o che necessitano il piccone, vengono assimilati alle rocce per quanto concerne il carico esercitato sulla platea.

6.2.3 Falda freatica

In linea di principio le costruzioni di protezione non dovrebbero essere realizzate in falda. Se non lo si può evitare, devono essere rispettate le misure secondo ITRP 1984, capitolo 2.33.

Per la definizione dei tipi di terreno di fondazione I è determinante la media annuale del livello della falda freatica secondo Figura 17

Se il livello della falda freatica si trova a 1,5 m sopra il filo inferiore della platea (tipo I_d) la configurazione della costruzione di protezione deve essere concordata con le autorità competenti. Questo riguarda in particolar modo la natura del terreno di fondazione, il pericolo di inondazioni, la costruzione e l'impermeabilità dell'involucro della costruzione di protezione, la posizione degli accessi, delle uscite di soccorso e degli impianti di ventilazione.

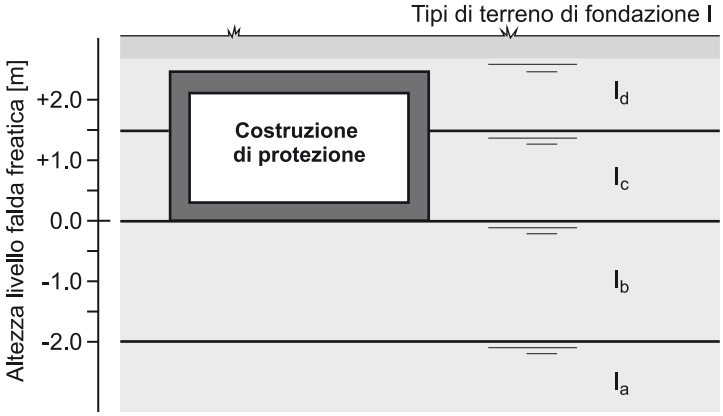


Figura 17 Livello della falda freatica e tipi di terreno di fondazione I

Un quadro generale della classificazione e della descrizione dei tipi di terreno di fondazione è riportato nella Tabella 5.

Tabella 5 Tipi di fondazione del terreno (vedi anche Figura 17)

Tipo I	Terreno sciolto granulare
I_a	Livello della falda freatica a più di 2.0 metri sotto il filo inferiore della platea
I_b	Livello della falda freatica fino a 2.0 metri sotto il filo inferiore della platea
I_c	Livello della falda freatica fino a 1.5 metri sopra il filo inferiore della platea [1)]
I_d	Livello della falda freatica a più di 1.5 metri sopra il filo inferiore della platea [1),2)]
Tipo II	**Terreno sciolto con coesione (con o senza falda freatica)**
II_{duro}	compatto, stabile e difficilmente scavabile a macchina
$II_{morbido}$	molle, non stabile, con scarsa capacità portante
Tipo III	**Roccia e conglomerato molto duro (con o senza falda freatica)**

[1)] Si riconsidera che il terreno ha una scarsa permeabilità quando con una prova di pompaggio il deflusso medio dell'acqua all'altezza della platea è inferiore a 5 l/min

[2)] Costruzione dell'involucro della costruzione di protezione, realizzazione di accessi e uscite di soccorso da concordare con le autorità di competenza

6.3 Azioni sulle solette

Il valore di dimensionamento delle azioni sulla soletta è il seguente:

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

Si compone delle azioni permanenti g_k, dell'azione preponderante dell'onda d'urto dell'aria $\Phi \cdot q_k$ o dei carichi esercitati dalle macerie sulle costruzioni q_k (Φ = 1.0) nonché del valore quasi permanente dell'azione concomitante $\psi_{2i} \cdot q_{ki}$.

Onda d'urto dell'aria

Il valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale in base all'onda d'urto dell'aria è pari a: q_k = 100 kN/m^2

Carichi esercitati dalle macerie

Il carico dovuto alle macerie dell'edifico soprastante agisce sulla soletta della costruzione di protezione solo dopo il passaggio dell'onda d'urto. Per questo motivo le azioni dovute all'onda d'urto e alle macerie non devono essere considerate concomitanti (Figura 3).

Negli edifici con meno di otto piani situati sopra la costruzione di protezione, il carico esercitato dalle macerie di solito è inferiore al carico esercitato dall'onda d'urto e per questo motivo non è determinante per il dimensionamento della soletta della costruzione di protezione.

Nelle costruzioni con più di otto piani sopra la costruzione di protezione il carico esercitato dalle macerie è determinante per il dimensionamento della soletta della costruzione di protezione. Il valore caratteristico del carico esercitato dalle macerie q_k può essere definito secondo la Figura 18, in base al numero dei piani situati sopra la costruzione di protezione e considerando una massa media per piano di 1.5 t/m^2 . Per il dimensionamento, si considera che il carico esercitato dalle macerie sia distribuito in maniera uniforme sulla soletta della costruzione di protezione.

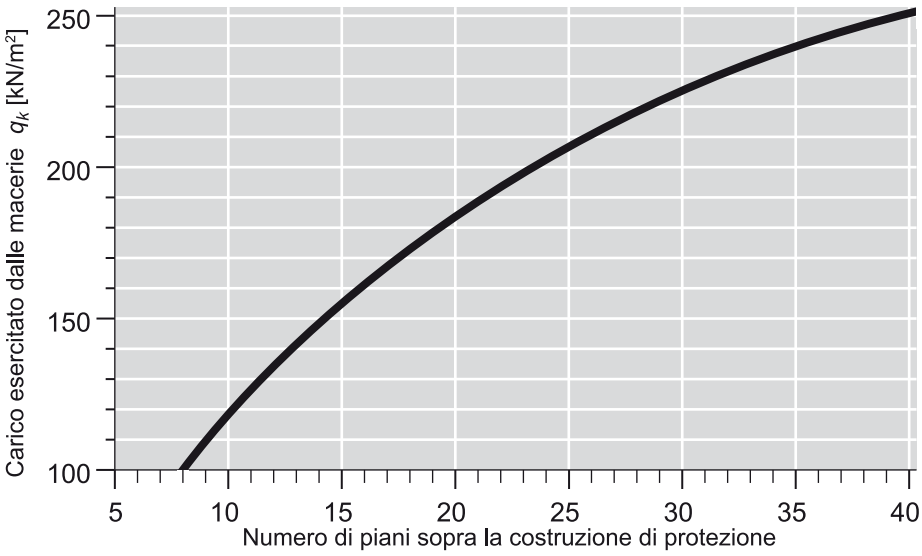


Figura 18 Valore di dimensionamento del carico esercitato dalle macerie

Carichi dei pilastri e delle pareti dell'edificio situato sopra la costruzione di protezione

I carichi di pilastri e pareti dell'edificio situati sopra la costruzione di protezione nel limite del possibile devono essere trasmessi alle fondazioni attraverso le pareti e i pilastri della costruzione di protezione. Nella Figura 19 vengono rappresentati i carichi esercitati sulla soletta della costruzione di protezione (vedi capitolo 7.7.8).

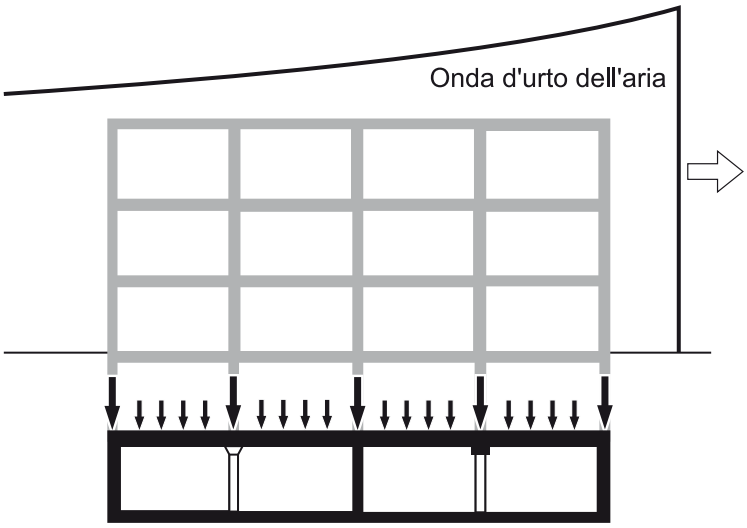


Figura 19 Trasmissione dei carichi attraverso pilastri e pareti nella costruzione di protezione

6.4 Azioni sulle platee

6.4.1 Dimensionamento

I valori di dimensionamento delle azioni sulla platea sono pari a:

$$q_{0d}, q_{sd} = \delta \cdot (g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki})$$

q_{0d} parte del carico uniformemente ripartito sulla platea

q_{sd} parte del carico concentrato sotto l'area di influsso della parete/del pilastro *A*, in modo tale che la reazione in funzione di q_{0d} sia equilibrata con i carichi trasmessi dalle pareti e dai pilastri

δ coefficiente di ripartizione dell'azione del terreno di fondazione (Tabella 6)

g_k azioni permanenti da parte dell'intero edificio senza la parte della platea

Φ fattore di carico dinamico secondo capitolo 6.1.3

q_k valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale derivante dal terreno di fondazione in seguito all'onda d'urto dell'aria (q_k = 100 kN/m^2) o carichi esercitati dalle materie

ψ_{2i} coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile (in combinazione con un'azione preponderante accidentale)

q_{ki} valore caratteristico di un'azione concomitante

Nella Tabella 6 sono riportati i coefficienti di ripartizione δ per i tipi di terreno di fondazione da I a III (vedi Tabella 5) da applicare per la definizione delle azioni sulla platea (carico).

Invece di definire le azioni sulla platea tramite i coefficienti di ripartizione δ secondo Tabella 6, la platea può essere calcolata con i metodi usuali della statica (metodo del modulo di reazione e il metodo degli elementi finiti ecc.).

Tabella 6 Coefficienti di ripartizione δ per il dimensionamento delle platee

	Valori di dimensionamento delle azioni esercitate dal terreno di fondazione	Tipo di terreno di fondazione		
		I_a, II_{duro}	I_b, I_c, I_d, II_{molle}	III
		Fondazioni piane		Fondazioni piane realizzate direttamente su roccia o su terreni sciolti duri
Platea sotto una trama di pareti	q_{0d}	δ_{0d} = 0.5	δ_{0d} = 1.0	Dimensionamento come fondazioni continue
	q_{sd}	δ_{sd} = 1.39	δ_{sd} = 0.0	
Platea sotto una trama di pilastri	q_{0d}	δ_{0d} = 0.5	δ_{0d} = 1.0	Dimensionamento come fondazione singola
	q_{sd}	δ_{sd} = 1.39	δ_{sd} = 0.0	

$$\delta_{sd} = \frac{l_x \cdot l_y}{A_{sd}} = 1.39$$

A_{sd} : superficie sulla quale agisce q_{sd}

In riferimento al dimensionamento di platee su terreni di fondazione di tipo I_a $II_{,duro}$ e III vanno rispettate le seguenti indicazioni:

Terreno di fondazione di tipo I_a, II_{duro}

Con il metodo cinematico con una trama di pareti con carico uniformemente ripartito sull'intera platea, il calcolo può essere eseguito con il coefficiente di ripartizione δ_{cin} = 0.6. La verifica a taglio deve essere eseguita con 1.6 · q_{Rd} o 1.6 · $q_{d,max}$.

Se sotto le pareti vengono realizzate fondazioni continue con funzione di rinforzo, il carico ultimo della platea può essere calcolato con una luce ridotta, deducendo cioè la larghezza della fondazione, utilizzando il coefficiente di ripartizione δ = 0.5. La fondazione continua viene calcolata come mensola con le reazioni della platea derivanti da q_{Rd} o $q_{d,max}$ definite con la pressione sul terreno secondo Tabella 6 e con Φ = 2.0.

Terreno di fondazione di tipo III

Quando le fondazioni appoggiano sulla roccia o su conglomerati granulari molto duri (terreno di fondazione di tipo III), i carichi delle pareti e dei pilastri sono trasmessi direttamente nel terreno e la platea non è sollecitata. Sotto le pareti si devono dimensionare solo le fondazioni continue (limitazione della pressione sul terreno). Sotto i pilastri si possono prevedere rinforzi delle platee o fondazioni singole. Le pressioni sul terreno σ devono quindi essere limitate in questo modo:

- conglomerati molto duri: $\sigma \leq 0.8$ N/mm^2
- roccia: $\sigma \leq 1.2$ N/mm^2

Le platee devono sempre essere continue secondo il capitolo 7.5 devono avere gli spessori minimi di costruzione e un armatura minima secondo il capitolo 7.4.

6.4.2 Platee sotto pareti

Le dimensioni geometriche determinanti di una platea sotto una trama di pareti sono illustrate in Figura 20.

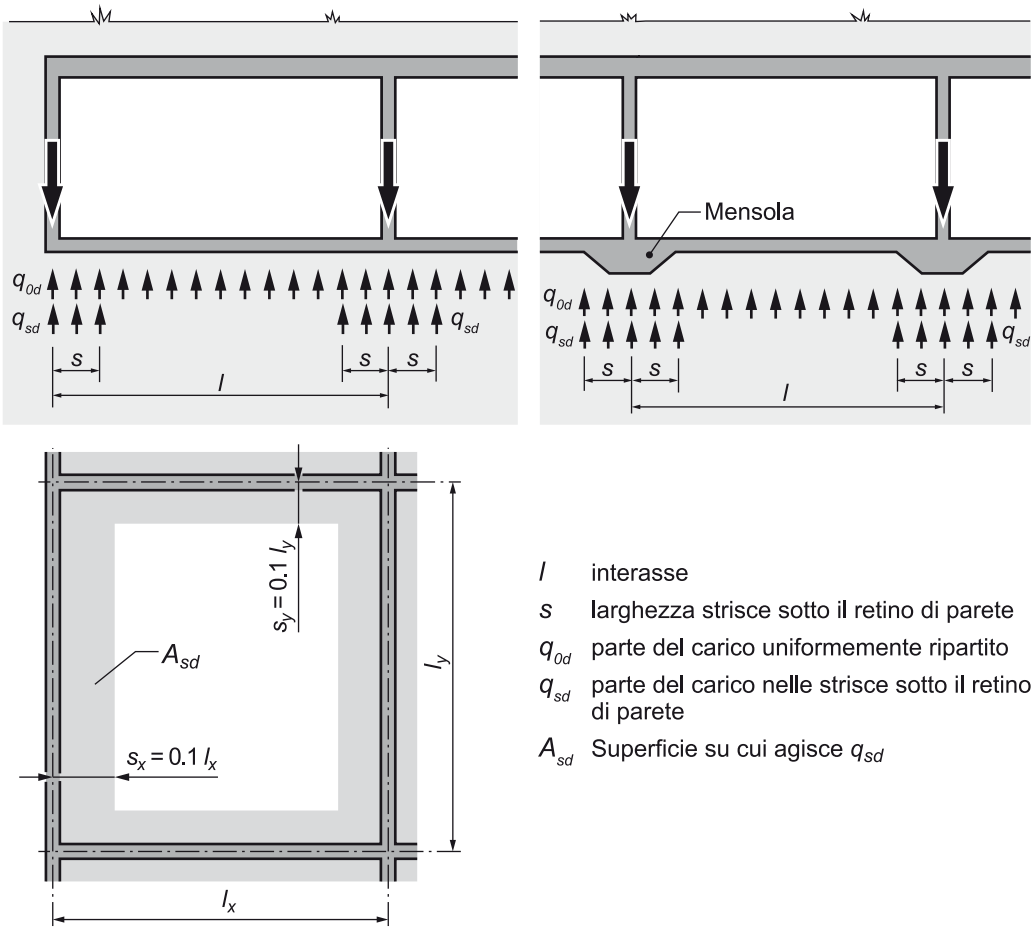


Figura 20 Azioni su un plinto di fondazione con una trama di pareti

6.4.3 Platee sotto una trama di pilastri

Le dimensioni geometriche determinanti di una platea con o senza rinforzo sotto una trama di pilastri sono illustrate in Figura 21.

l_x, l_y distanza tra i pilastri
A area d'influsso dei pilastri
a,b lunghezza e larghezza dell'area d'influsso dei pilastri
q_{0d} parte del carico uniformemente ripartito
q_{sd} parte del carico concentrato sotto l'area d'influsso dei pilastri
s 0.1 l_{y1}

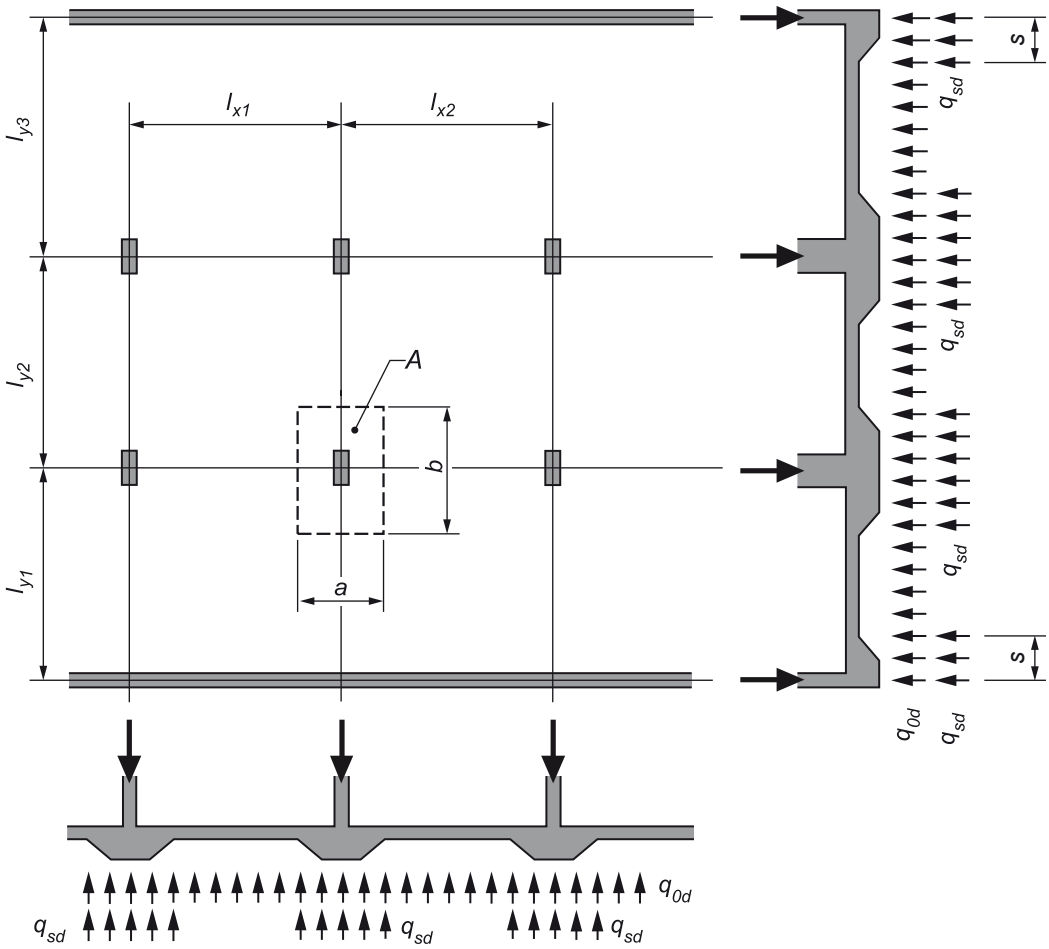


Figura 21 Azioni esercitate dal terreno di fondazione su una platea, con o senza rinforzi, con pilastri o pilastri allungati

Per terreni di fondazione di tipo I_a e II_{duro} l'area d'influsso dei pilastri A viene definita con un carico concentrato (pressione sul terreno) nel seguente modo:

$$A = a \cdot b = 0.2 \cdot \left(\frac{l_{x1}}{2} + \frac{l_{x2}}{2}\right) \cdot \left(\frac{l_{y1}}{2} + \frac{l_{y2}}{2}\right)$$

6.4.4 Fondazioni su pali

Quando una costruzione di protezione è situata sotto un edificio con più piani fondato su pali, devono essere considerate le prescrizioni seguenti per il dimensionamento delle fondazioni su pali.

Pali colonna

Per pali colonna si intendono i pali che lavorano sostanzialmente con il carico di punta. Essi riprendono solo i carichi verticali dovuti all'onda d'urto in questo caso deve essere verificata la corretta trasmissione degli sforzi dalle pareti e pilastri dai pali di fondazione. La verifica deve considerare le azioni permanenti e variabili dell'edificio e le reazioni di appoggio della soletta della costruzione di protezione sollecitata rispettivamente dall'onda d'urto di 100 kN/m^2 o dai carichi esercitati dalle macerie.

Le platee realizzate sui pali colonna devono essere dimensionate per un carico dell'onda d'urto in base a quanto stabilito nel capitolo 6.9.2 .

Se le platee si trovano all'interno della falda freatica si deve considerare la pressione idrostatica nonché la reazione a seguito del carico dell'onda d'urto pari a 100 kN/m^2 applicando i fattori riportati nel capitolo ,6.1.3 .

Pali flottanti

Per quanto riguarda i pali flottanti (pali che riprendono sostanzialmente i carichi per ad attrito) o i pali che non appoggiano su terreni fondazione di tipo III (roccia) o II_{duro} (terreni sciolti argillosi compatti) dovranno essere distinti i due casi seguenti:

- I pali cedono sotto il carico dell'onda d'urto e non assorbono più i carichi, i carichi sono trasmessi unicamente dalla platea. Quindi per il dimensionamento della platea devono essere presi in considerazione i fattori di carico dinamici Φ e i requisiti di ermeticità secondo il capitolo 6.1.3 nonché i coefficienti di ripartizione δ secondo la Tabella 6.
- I pali rimangono rigidi e la trasmissione verticale del carico avviene unicamente attraverso i pali. Il dimensionamento in questi casi deve essere eseguito come per i pali colonna.

6.5 Azioni sulle pareti perimetrali

6.5.1 Pareti interrate

Il carico agente sulle pareti perimetrali interrate si compone dalla forza statica sostitutiva dovuta all'onda d'urto o all'onda d'urto indotta nel terreno, dalla pressione a riposo del terreno nonché, in caso di livello alto della falda freatica, dalla pressione idrostatica.

$$q_d = e_{0k} + w_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

e_{0k} valore caratteristico della pressione statica

w_k pressione idrostatica in caso di livello alto della falda freatica

Φ fattore di carico dinamico secondo capitolo 6.1.3

q_k valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale (carico dell'onda d'urto dell'aria o dell'onda d'urto indotta nel terreno)

ψ_{2i} Coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile (in combinazione con un'azione preponderante accidentale)

q_{ki} valore caratteristico di un'azione concomitante

Per il dimensionamento delle pareti non possono essere prese in considerazione le normali forze derivanti dalle azioni esercitate sulle solette adiacenti. Quando le pareti perimetrali opposte sono caricate in maniera differentemente, le differenze di carico vengono assorbite dalle forze di attrito e dalle spinte della terra.

Il valore caratteristico q_k dell'azione in seguito all'onda d'urto e all'onda d'urto indotta nel terreno dipende dalla parte della parete perimetrale interrata (rapporto a/l). Nelle pareti perimetrali interrate per metà o meno dell'altezza ($a/l \geq 0.5$), il valore caratteristico dell'azione q_k è pari a = 270 kN/m^2. A prescindere dalla parte di parete perimetrale interrata questo valore deve essere applicato anche in presenza di scarpate ripide con $\beta > 40°$ o in presenza di muri di sostegno, purché la distanza tra la scarpata o il muro di sostegno, e la parete perimetrale della costruzione di protezione sia inferiore a $2 \cdot l$.

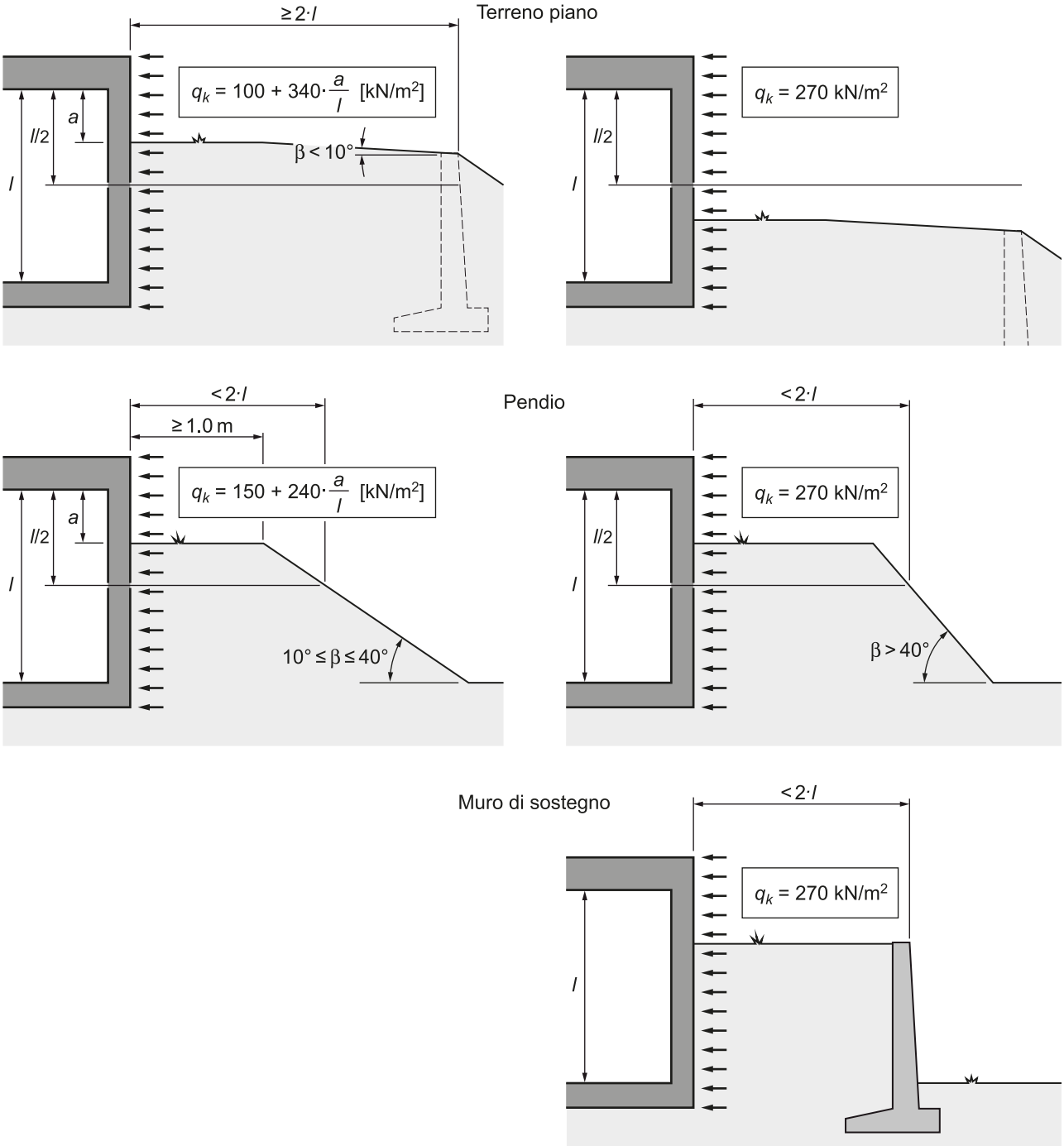


Figura 22 *Azione dovuta all'onda d'urto e all'onda onda sismica indotta nel terreno sulle pareti perimetrali interrate per superfici prevalentemente piane e di scarpate e di muri di sostegno.*

Se le pareti si trovano sotto il livello della falda (terreno di fondazione di tipo I_c und I_d), i valori delle forze statiche sostitutive devono essere aumentate secondo quanto indicato al capitolo 6.1.3.

6.5.2 Pareti perimetrali verso locali adiacenti non protetti

Se le pareti perimetrali della costruzione di protezione sono adiacenti a locali non protetti, l'azione q_k in seguito all'onda d'urto dipende dalla percentuale di aperture α presenti nelle pareti dei locali adiacenti non protetti. Il coefficiente di aperture α definisce il rapporto tra la somma delle superfici di tutte le aperture $\Sigma A_{i,j}$ che danno verso l'esterno e l'intera superficie della parete A_{Wi} . Determinante per la definizione dell'azione q_k secondo Tabella 7 è la parete del cantinato che presenta la più alta percentuale di aperture ($\alpha = \max(\Sigma A_{i,j} / A_{Wi})$).

Tabella 7 Azione in seguito all'onda d'urto dell'aria qk sulle pareti perimetrali della costruzione di protezione con locali adiacenti non protetti

coefficiente di aperture $\alpha = \max(\Sigma A_{i,j} / A_{Wi})$	Azione dell'onda d'urto q_k [kN/m^2]
$\alpha \leq 0{,}25$	150
$0{,}25 < \alpha \leq 0{,}50$	180
$0.50 < \alpha \leq 0.75$	200
$0{,}75 < \alpha$	240

La Figura 23 mostra l'esempio di una costruzione di protezione con una parete perimetrale verso un cantinato non protetto.

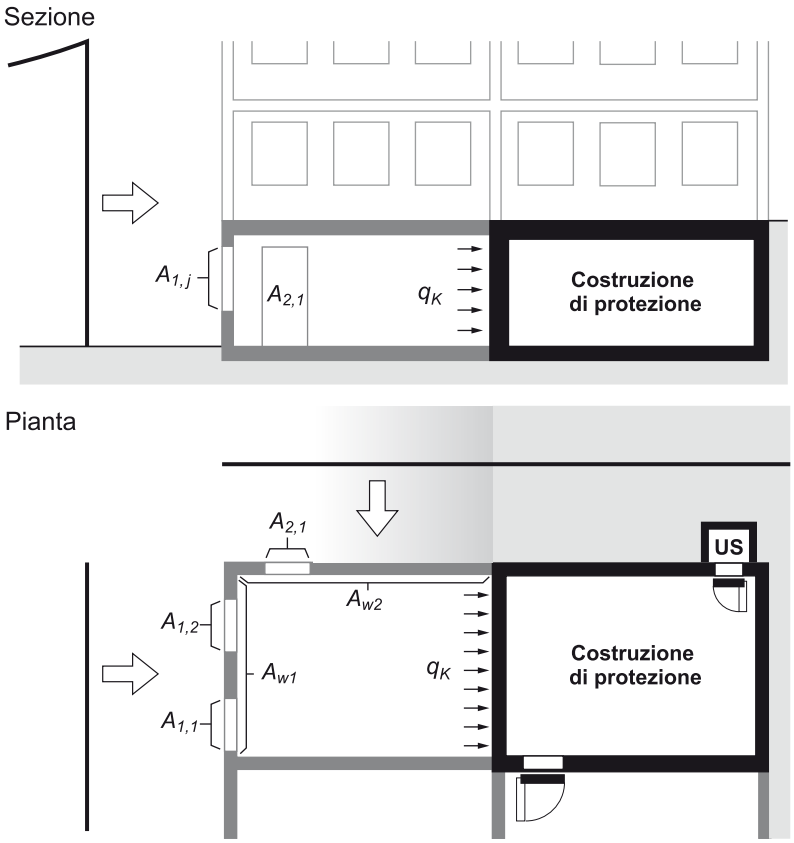


Figura 23 *Esempio della determinazione dell'effetto dell'onda d'urto su una parete perimetrale della costruzione di protezione verso un cantinato non protetto*

Superficie della parete 1 : A_{W1} = 9.0 m^2

Superfici delle aperture $A_{1,j}$: $A_{1,1}$ = 1.5 m^2
$A_{1,2}$ = 1.5 m^2

Rapporto delle aperture α_1 : $\alpha_1 = \Sigma A_{1,j} / A_{W1}$ = (1.5 + 1.5) / 9.0 = 0.33

Superficie della parete 2 : A_{W2} = 14.0 m^2

Superfici delle aperture $A_{2,j}$: $A_{2,1}$ = 1.8 m^2

Rapporto delle aperture α_2 : $\alpha_2 = \Sigma A_{2,j} / A_{W2}$ = 1.8 / 14.0 = 0.13

il rapporto delle aperture più grande α_1 è determinante:

Tabella 7 ➔ effetto dell'onda d'urto dell'aria: q_k = <u>180 kN/m^2</u>

6.6 Azioni sulle pareti di separazione tra due costruzioni di protezione contigue

Per determinare i carichi che agiscono sulla parete di separazione fra due costruzioni di protezione contigue, si suppone che questa parete debba rimanere intatta in caso di distruzione di una delle costruzioni. La parete deve essere quindi dimensionata in funzione di un carico d'onda d'urto (pressione di accumulazione) di q_k = 100 kN/m^2, questo carico può agire da una parte o dall'altra della parete. L'armatura di una parete tra due costruzioni di protezione viene illustrata in Figura 45.

6.7 Effetti su opere di entrata protette

6.7.1 Carico dovuto alla pressione esterna e interna

Le opere di entrata per le costruzioni di protezione secondo ITO 1977 e ITRS 1982 che comprendono dei corridoi, dei locali adiacenti (pre-disinfezione) e chiuse vengono sottoposte all'esterno dell'onda d'urto e dell'onda d'urto indotta nel terreno e all'interno dall'onda d'urto. A seconda della direzione d'incidenza dell'onda d'urto, il carico dovuto alla pressione può agire solo dall'esterno oppure contemporaneamente dall'interno e dall'esterno (Figura 24). Per il dimensionamento è determinante la differenza di pressione tra il carico dovuto alla pressione esterna e interna.

Il carico dovuto alla pressione esterna $q_{k,ext}$ è descritto nei capitoli da 6.3 a 6.5. La pressione interna che viene esercitata sulle opere di entrata $q_{k,int}$ viene indicata nel capitolo seguente 6.7.2.

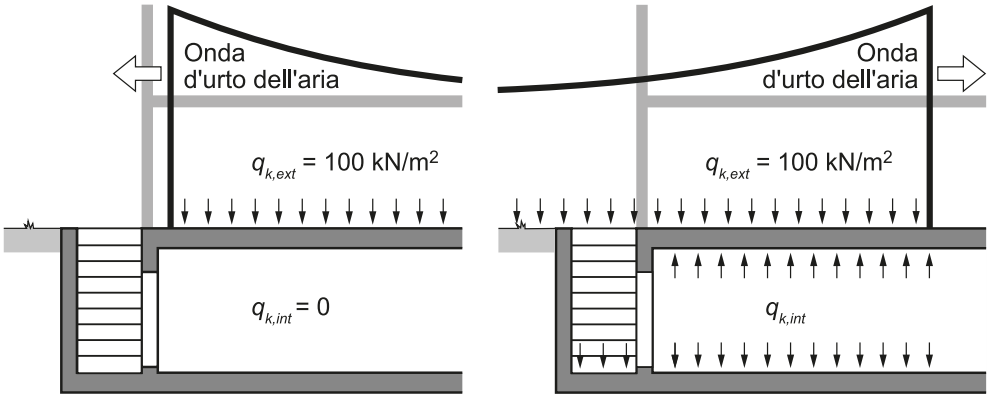


Figura 24 Carico dovuto alla pressione esterna e interna

6.7.2 Pressione interna

I valori caratteristici della pressione interna per le opere di entrata protette indicate di seguito, riguardano la zona di entrata ($q_{k,E}$) e per i locali adiacenti ($q_{k,V}$). I valori indicati riguardano le pressioni sulle opere di entrata situate al piano terra per le quali l'onda d'urto penetra allo stesso livello del suolo (Figura 25a).

Quando l'entrata si trova al primo piano interrato e, ad esempio, si accede attraverso una scala lungo la facciata dell'edificio (Figura 25b), le pressioni interne $q_{k,E}$ e $q_{k,V}$ possono essere ridotte di 50 kN/m^2. Tuttavia non si deve scendere sotto la pressione di accumulazione di 100 kN/m^2.

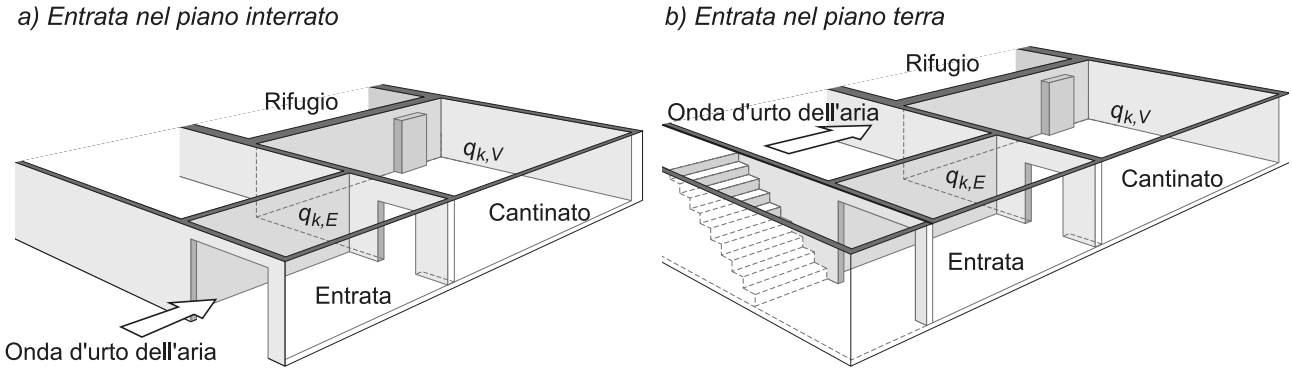


Figura 25 *Opere di entrata protette al piano terra (a) con ingresso dell'onda d'urto alla quota del terreno e al piano interrato (b)*

Quando le entrate protette sono situate al secondo piano interrato o in piani interrati più bassi, la pressione interna sulle opere di entrata e nei locali adiacenti può essere considerata uguale pressione di accumulazione di $q_{k,E} = q_{k,V} = 100$ kN/m^2.

Riduzione di pressione con restringimento della sezione trasversale

La pressione interna determinata da un'onda d'urto sulle opere di entrata protette dipende dalla geometria dell'opera di entrata e dalla superficie determinante della sezione di penetrazione dell'onda d'urto. La riduzione di pressione Δq dovuta al restringimento di superficie della sezione di entrata $A_{E,min}$ può essere determinata con l'ausilio della Tabella 8. Essa dipende dal rapporto di sezioni α, definito secondo Figura 26.

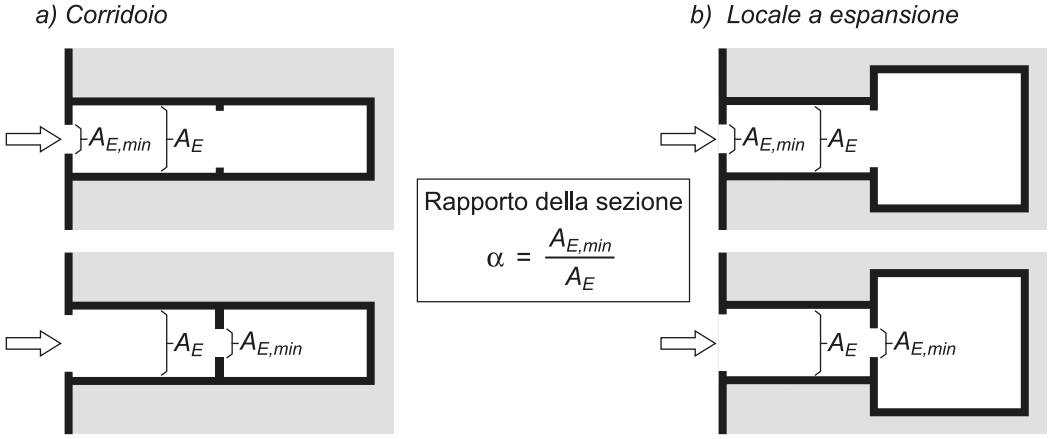


Figura 26 *Definizione del rapporto di sezioni* α

Tabella 8 *Riduzione di pressione* Δq *dovuta ad una diminuzione della sezione di entrata* $A_{E,min}$

Rapporto delle sezioni $\alpha = A_{E,min} / A_E$ [-]	Riduzione di pressione Δq [kN/m^2]
$\alpha > 0.80$	0
$0.80 \geq \alpha \geq 0.40$	25
$0.40 > \alpha$	50

Pressione interna nei corridoi

Se le opere di entrata protette hanno la geometria di un corridoio, con una sezione di entrata essenzialmente uniforme, le pressioni interne $q_{k,E}$ o $q_{k,V}$ generate per l'effetto dell'onda d'urto nella zona di entrata e o nel cantinato possono essere calcolate con l'ausilio della Tabella 9. Si considera cantinato la parte posteriore del corridoio o il corridoio dietro la sezione di entrata più piccola $A_{E,min}$.

Le diverse configurazioni di corridoi con la definizione della lunghezza del corridoio L sono mostrate alla Figura 27.

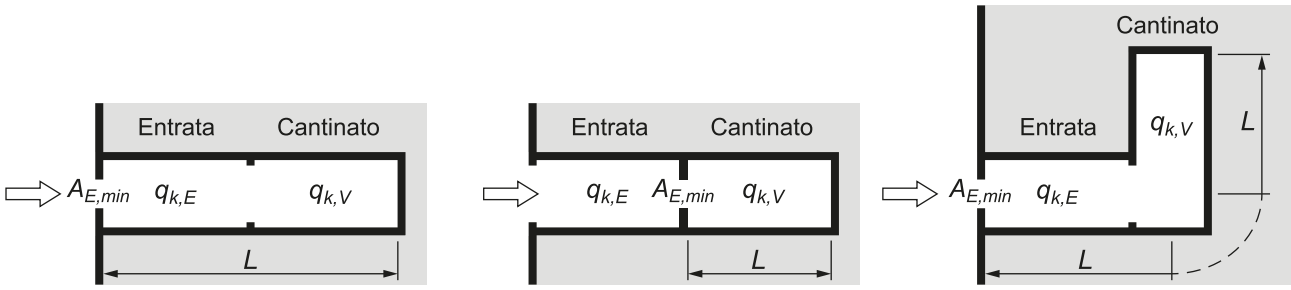


Figura 27 Configurazioni di opere di entrata protette con corridoi

Le pressioni interne dipendono dalla lunghezza del corridoio L dove L indica la lunghezza dietro la sezione di entrata più piccola $A_{E,min}$. Nei corridoi con un cambio di direzione è determinante tutta la lunghezza del corridoio. Le riduzioni di pressione in seguito a cambi di direzione sono in genere contenute e possono essere tenute in considerazione solo in casi eccezionali.

La pressione $q_{k,E}$ nella zona di entrata e nella tratta anteriore del corridoio in generale è di 25 kN/m^2 inferiore alla pressione interna $q_{k,V}$ nel cantinato o nella zona posteriore del corridoio (Tabella 9).

Tabella 9 Valore caratteristico della pressione interna nei corridoi

Lunghezza corridoio L [m]	Pressione nel cantinato $q_{k,V}$ [kN/m^2]
$L \leq 5$	250
$5 < L < 10$	250 - Δq [1)]
$10 \leq L$	225 - Δq [1)]
	Pressione nell'area dell'entrata $q_{k,E}$ [kN/m^2]
	$q_{k,V}$ - 25

[1)] Δq secondo Tabella 8

Pressione interna nelle opere di entrata protette con vano di espansione

Se le opere di entrata hanno un notevole aumento di sezione creando quindi un vano di espansione, le pressioni interne $q_{k,E}$ o $q_{k,V}$ generate per l'effetto dell'onda d'urto nella zona di entrata e nel vano di espansione o nel cantinato possono essere calcolate con l'ausilio della Tabella 10.

Diverse configurazioni di opere di entrata con un cantinato che funge da vano di espansione sono mostrate di seguito in Figura 28.

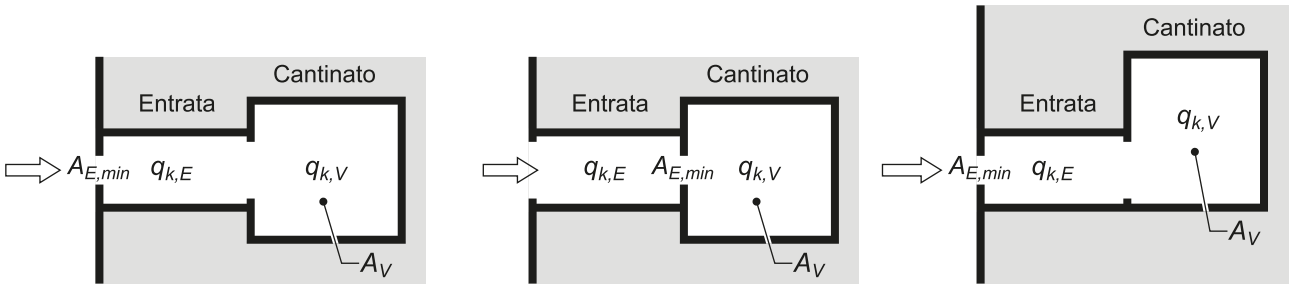


Figura 28 Configurazione delle opere di entrata protette con un cantinato che funge da vano di espansione

Le pressioni interne dipendono dalla superficie del cantinato A_V dove A_V indica la superficie totale secondo la sezione di entrata minore $A_{E,min}$. La riduzione di pressione dovuta all'espansione è maggiore quando il cantinato si trova allineato con il settore di entrata al contrario di quanto si constata quando il cantinato è disposto lateralmente. Nel calcolo delle pressioni interne questo tuttavia può essere considerato solo in casi eccezionali.

Se la sezione di entrata minore $A_{E,min}$ si trova a monte della zona di entrata, le pressioni interne nella zona di entrata e nel cantinato sono le stesse ($q_{k,E} = q_{k,V}$). Se la sezione di entrata minore $A_{E,min}$ si trova direttamente a monte del cantinato, la pressione interna $q_{k,E}$ nella zona di entrata è in generale 25 kN/m^2 maggiore della pressione $q_{k,V}$ nel cantinato (Tabella 10).

Tabella 10 Valore caratteristico della pressione interna nelle opere di entrata protette con vano di espansione

Superficie del cantinato A_V [m^2]	Pressione nel cantinato $q_{k,V}$ [kN/m^2]
$A_V \leq 20$	200 - Δq [1)]
$20 < A_V < 60$	175 - Δq [1)]
$60 \leq A_V$	150 - Δq [1)]

	Pressione nell'area dell'entrata $q_{k,E}$ [kN/m^2]
$A_{E,min}$ a monte dell'area dell'entrata	$q_{k,V}$
$A_{E,min}$ a valle dell'area dell'entrata	$q_{k,V}$ + 25

[1)] Δq secondo Tabella 8

La pressione nella chiusa corrisponde alla pressione nel cantinato secondo la Tabella 9 o Tabella 10, meno la riduzione di pressione Δq secondo la Tabella 8, al minimo però 100 kN/m^2

Esempi: Pressioni interne nelle opere di entrata protette con ingresso al piano terra (ingresso onda d'urto dell'aria a piano terra)

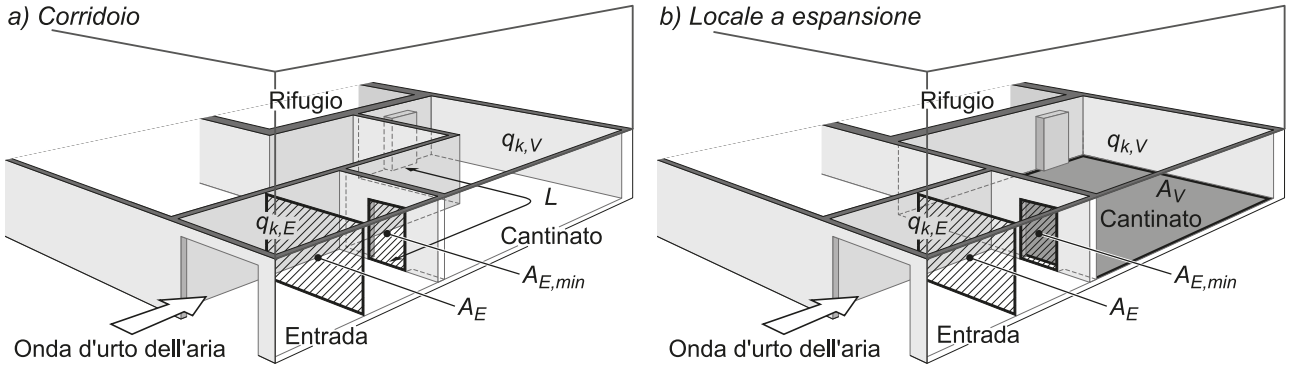


Figura 29 *Opera di entrata protetta con un corridoio a) e un cantinato che agisce da vano di espansione b)*

Sezione di entrata dell'onda d'urto:

$A_E = 1.8 \cdot 2.5 = 4.5\ m^2$

Sezione di entrata minore dell'opera di entrata:

$A_{E,min} = 1.0 \cdot 2.0 = 2.0\ m^2$

Rapporto delle sezioni:

$\alpha = A_{E,min} / A_E = 2.0 / 4.5 = 0.44$

Riduzione di pressione attraverso la sezione di entrata minore per $\alpha = 0.44$ secondo Tabella 8

$\Delta q = 25\ kN/m^2$

a) Carico dovuto alla pressione in un'opera di entrata protetta con un corridoio

Lunghezza corridoio dietro la sezione di entrata minore

$L = 10.5\ m$

Valore caratteristico della pressione interna nel cantinato secondo Tabella 9

$q_{k,V} = 225 - \Delta q = 225 - 25 = \underline{200\ kN/m^2}$

Valore caratteristico della pressione interna nell'area dell'entrata (prima della sezione di entrata minore) secondo Tabella 9

$q_{k,E} = q_{k,V} - 25 = 200 - 25 = \underline{175\ kN/m^2}$

b) Carico dovuto alla pressione in una opera di entrata protetta con un vano di espansione

Superficie cantinato:

$A_V = 5.0 \cdot 7.0 = 35\ m^2$

Valore caratteristico della pressione interna nel cantinato secondo Tabella 10

$q_{k,V} = 175 - \Delta q = 175 - 25 = \underline{150\ kN/m^2}$

Valore caratteristico della pressione interna nell'area dell'entrata (prima della sezione di entrata minore) secondo Tabella 10

$q_{k,E} = q_{k,V} + 25 = 150 + 25 = \underline{175\ kN/m^2}$

6.7.3 Pareti blindate scorrevoli

Le forze applicate sugli appoggi dalle pareti blindate scorrevoli, sono indicate alla Figura 30.

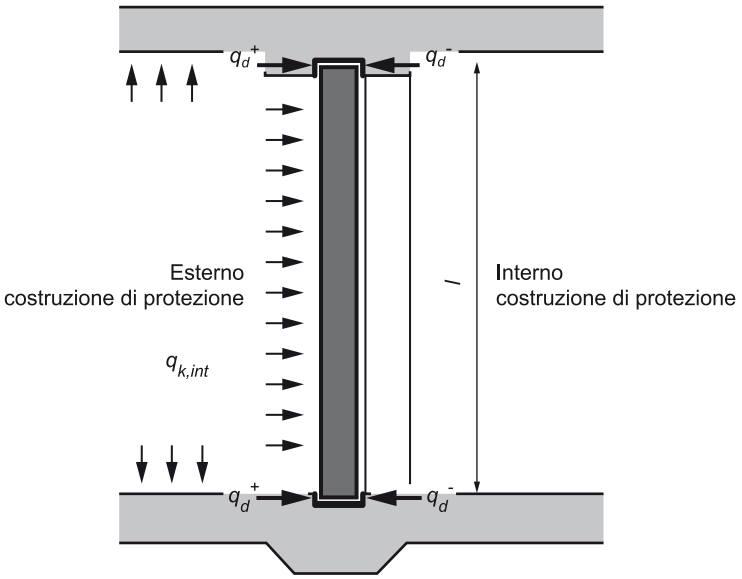


Figura 30 Forze applicate sugli appoggi dalle pareti blindate scorrevoli

Le azioni sulla parete blindata scorrevole, la soletta e sulla platea qk,int vanno calcolate secondo il capitolo 6.7.1 o il capitolo 6.7.2. La forza dovuta al contraccolpo dopo il passaggio dell'onda d'urto è $q_d^+ = 0{,}3 \cdot q_d^-$.

La deformazione verticale degli architravi deve essere limitata, affinché le pareti blindate scorrevoli rimangano appoggiate contro la soletta e contro la platea anche quando un carico agisce dall'interno. Per questo motivo gli appoggi devono essere rinforzati. Le reazioni d'appoggio nella soletta o nella platea adiacenti devono essere maggiorate secondo il capitolo 7.7.5.

I muri laterali di appoggio delle pareti blindate scorrevoli non vengono considerati dal punto di vista statico, ma devono essere provvisti di un'armatura costituita da staffe per evitare una rottura al taglio (cfr. Figura 31). Questo provvedimento deve essere attuato sia che la parete blindata scorrevole abbia la battuta verso l'interno sia che l'abbia verso l'esterno .

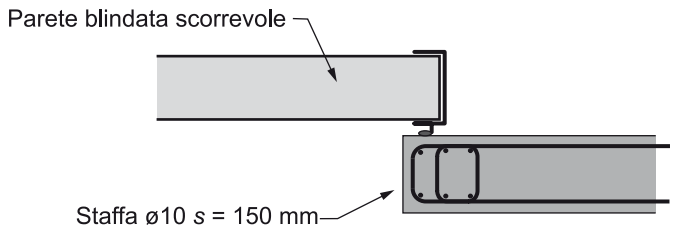


Figura 31 Appoggio sui muri delle pareti blindate scorrevoli

6.7.4 Opere di ventilazione e uscite di soccorso

Le uscite di soccorso e le prese d'aria delle costruzioni di protezione situate sotto vari piani interrati non protetti vanno progettate e dimensionate in modo che la loro funzione non venga compromessa in caso di crollo dell'edificio. Possibilmente queste uscite di soccorso vanno disposte negli angoli della costruzione di protezione. Per il dimensionamento si devono calcolare gli effetti secondo i capitoli 6.3, 6.4, 6.5 e 6.7.

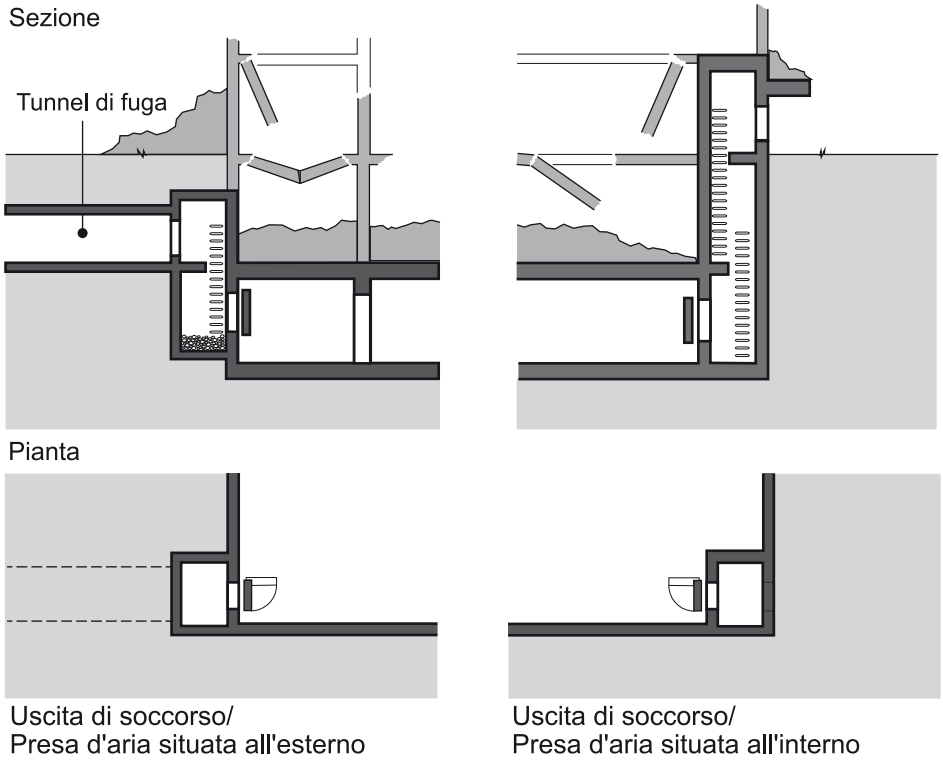


Figura 32 *Uscite di soccorso e prese d'aria delle costruzioni di protezione situate sotto vari piani interrati non protetti*

6.8 Azioni sui serbatoi dell'acqua

Affinché i serbatoi dell'acqua, anche se sprovvisti di un rivestimento, rimangano impermeabili dopo aver subito l'azione delle armi, è importante limitare le deformazioni dei loro singoli elementi e aumentare la forza statica sostitutiva in base a quanto riportato al capitolo 6.1.3 .

Gli elementi del serbatoio devono inoltre sopportare il carico d'urto dovuto alle forze d'inerzia del contenuto. Per questo devono essere considerati i carichi dovuti alla pressione e al risucchio, in cui il carico esercitato dal risucchio può raggiungere valori compresi fra i 70 e i 100 kN/m^2. Data la grande massa d'acqua e le importanti forze d'inerzia che ne derivano, i serbatoi dell'acqua saranno costituiti da un solo piano e non potranno essere previsti sulle solette intermedie.

6.8.1 Platee

Le platee all'interno del serbatoio dell'acqua devono essere dimensionate nel modo seguente:

$$q_d = \delta \cdot \left(g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki} \right)$$

δ Coefficiente di ripartizione delle azioni del terreno di fondazione Tabella 6

g_k Azioni permanenti da parte dell'intero edificio senza la parte della platea

Φ Fattore di carico dinamico secondo capitolo 6.1.3

q_k Valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale (carico derivante dal terreno di fondazione in seguito all'onda d'urto = 100 kN/m^2 e carico aggiuntivo dovuto a pressione e risucchio di 100 kN/m^2 in seguito a urto)

ψ_{2i} Coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile (in combinazione con un'azione preponderante accidentale)

q_{ki} Valore caratteristico di un'azione concomitante

6.8.2 Pareti perimetrali del serbatoio

Le pareti del serbatoio, che costituiscono le pareti esterne dell'involucro della costruzione di protezione devono essere dimensionate nel seguente modo:

$$q_d = e_{0k} + w_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

e_{0k} valore caratteristico della pressione delle terre a riposo

w_k pressione idrostatica in caso di livello alto della falda freatica

Φ fattore di carico dinamico secondo capitolo 6.1.3

q_k valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale, (carico in seguito all'onda d'urto o dell'onda d'urto indotta nel terreno secondo il capitolo 6.5 nonché carico aggiuntivo dovuto a risucchio pari a 100kN/m^2 in seguito ad urto)

ψ_{2i} coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile (in combinazione con un'azione preponderante accidentale)

q_{ki} valore caratteristico di un'azione concomitante

6.8.3 Pareti del serbatoio all'interno della costruzione di protezione e pareti intermedie del serbatoio

Le pareti del serbatoio verso l'interno della costruzione di protezione dovranno essere dimensionate in entrambe le direzioni per un carico d'urto pari a 100 kN/m^2. Dovranno essere considerate le forze d'inerzia che agiscono sulle pareti in seguito alle azioni dell'onda d'urto (capitolo 6.9). Le pareti intermedie del serbatoio invece non devono essere dimensionate. Tali pareti saranno armate su entrambi i lati con un'armatura incrociata minima con ø10, s = 100 mm.

6.9 Carico d'urto degli elementi strutturali all'interno della costruzione di protezione (scosse)

Sotto l'effetto del carico dovuto all'onda d'urto e all'onda d'urto indotta nel terreno, la costruzione di protezione è sottoposta a uno scotimento paragonabile a una scossa brutale. Nella costruzione di protezione le pareti intermedie come pure alcune solette possono essere sottoposte a forze d'inerzia. Le accelerazioni che agiscono su questi elementi strutturali *a* sono pari a:

- senso orizzontale $a_h = \pm 20\ m/s^2$ ($\pm 2.0\ g_e$)
- senso verticale $a_h = \pm 40\ m/s^2$ ($\pm 4.0\ g_e$)

(accelerazione esercitata dal terreno: $g_e = 9.81\ m/s^2 \approx 10\ m/s^2$)

6.9.1 Pareti e pilastri in calcestruzzo armato

Le pareti e i pilastri in calcestruzzo armato non necessitano di una particolare verifica della sicurezza strutturale per quanto concerne le forze orizzontali, perché l'armatura minima richiesta (vedi capitolo 7.4, Tabella 12) è sempre sufficiente per le sollecitazioni che vengono generate. Questo considera che non è ammessa alcuna deformazione plastica delle pareti intermedie portanti e dei pilastri interni. L'armatura delle pareti e dei pilastri deve essere ancorata nella soletta e nella platea. I pilastri in acciaio devono essere saldamente ancorati nella soletta e nella platea (ancoraggi, zanche, ecc.).

Se un muro intermedio interno di una costruzione di protezione è costituito da una parete a pressione scorrevole, per la sollecitazione degli appoggi (soletta e platea), saranno utilizzati i valori di dimensionamento q_d indicati alla Figura 33.

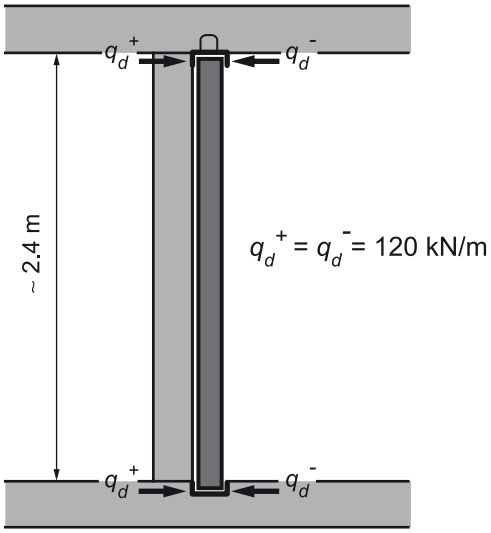


Figura 33 Forze orizzontali determinanti per le pareti a pressione scorrevoli

6.9.2 Solette intermedie e platee

Solette intermedie

Le solette intermedie sono sollecitate da carichi d'urto. Per questo è determinante l'accelerazione verticale $a_v = \pm 40$ m/s^2 ($\pm 4{,}0\ g_e$) (vedi capitolo 6.9). Quando la costruzione di protezione è sottoposta ad una forza verso il basso le solette intermedie sono sottoposte a forze d'inerzia che agiscono in direzione opposta, dirette verso l'alto; se il movimento è verso l'alto le forze d'inerzia agiscono verso il basso. L'intensità delle forze d'inerzia sono determinate considerando il peso proprio della soletta intermedia, il peso proprio degli elementi non strutturali e i carichi utili quasi permanenti.

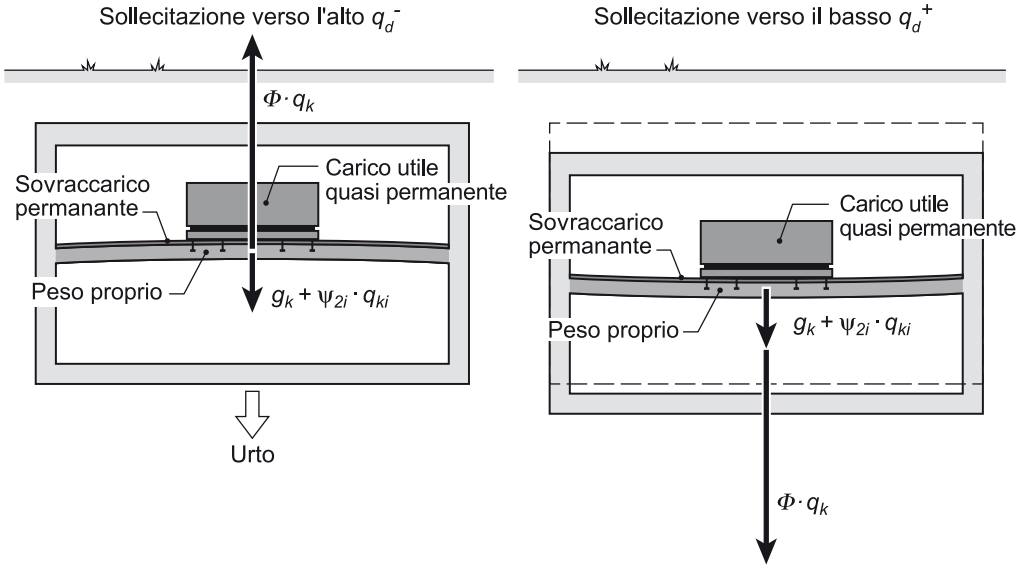


Figura 34 Carico d'urto delle solette intermedie

Il valore di dimensionamento dell'azione q_d sulla soletta intermedia in seguito al carico d'urto è:

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

con:

$$q_k = \pm \frac{a_v}{g_e} \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}\right)$$

q_d Valore di dimensionamento dell'azione

g_k Valore caratteristico di azioni permanenti

Φ Fattore di carico dinamico per flessione e taglio Φ = 1,0

q_k Valore caratteristico dell'azione preponderante accidentale

a_v Accelerazione verticale (av = 40 m/s2 ≈ 4,0 ge)

g_e Accelerazione della gravità terrestre (ge = 9.81 m/s2 ≈ 10 m/s2)

ψ_{2i} Coefficiente di riduzione per il valore quasi permanente di un'azione concomitante variabile (in combinazione con un'azione preponderante accidentale)

q_{ki} Valore caratteristico di un'azione concomitante

I carichi verticali determinanti per il dimensionamento delle solette intermedie sono quindi pari a:

Carico verso l'alto: $q_d^- = 3.0 \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}\right)$

Carico verso il basso: $q_d^+ = 5.0 \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}\right)$

Platee

Le platee realizzate su solette di fondazione isolate, fondazioni continue o su pali colonna, non subiscono il carico di eventuali azioni del terreno di fondazione. Come per le solette intermedie, queste platee dovranno essere dimensionate anche per i carichi d'urto, per cui sono determinanti anche le accelerazioni in senso verticale di a_v = ±40 m/s^2 (±4.0 g_e).

6.9.3 Elementi montati

I carichi subiti, il modo di esecuzione per resistere alle onde d'urto e i fissaggi degli elementi montati sono trattati nelle Istruzioni tecniche Resistenza agli urti degli elementi montati per le costruzioni di protezione civile (IT Resistenza agli urti).

7 Analisi strutturale e dimensionamento contro l'onda d'urto dell'aria

7.1 Metodi di verifica

Per l'analisi strutturale e la verifica della sicurezza strutturale degli elementi portanti delle costruzioni di protezione si applicano in linea di principio i metodi della teoria sulla plasticità.

Con il **metodo statico** gli sforzi interni sono calcolati in qualsiasi sezione nella quale sono soddisfatte le condizioni sulla plasticità (norma SIA 262, cpv. 4.1.4). Con il **metodo cinematico**, il carico ultimo, che deve essere uguale o superiore al valore di dimensionamento dell'azione q_d è determinato per gli stati di movimento cinematicamente ammissibili.

il **metodo statico** può essere applicato a tutti gli elementi portanti di una costruzione di protezione, in particolare per solette su appoggi puntuali o sostenute da colonne allungate (solette piane), solette con angoli rientranti o solette con carichi concentrati e lineari. Di solito per questi elementi portanti viene utilizzato il metodo degli elementi finiti.

Il **metodo cinematico** viene applicato per gli elementi portanti semplici come solette rettangolari e travi. La scelta della resistenza ultima alla flessione basata sulla ripartizione elastica o dei momenti nell'elemento strutturale considerato e considerando una ridistribuzione limitata degli sforzi di taglio interni, permette di ottenere un comportamento favorevole della struttura portante, sia in limite di servizio sia per lo stato limite ultimo (norma SIA 262, cpv. 4.1.4.2.2). Se i momenti di resistenza ultima a flessione divergono fortemente dall'andamento dei momenti elastici, deve essere verificata la capacità di rotazione in base alla norma SIA 262. Il metodo cinematico viene illustrato di seguito sulla base con un esempio di solette rettangolari e travi.

7.2 Valori di dimensionamento delle resistenze dei materiali

Per il dimensionamento delle costruzioni di protezione contro gli effetti meccanici delle armi nucleari devono essere utilizzati i valori di dimensionamento delle resistenze dei materiali indicati nella Tabella 11. Si tratta di valori medi (frattile 50%) che considerano l'aumento della resistenza a causa dall'azione dinamica e dell'età del calcestruzzo.

Per la verifica della sicurezza strutturale nei giunti si devono ridurre le resistenze dei materiali secondo la norma SIA 262, cpv. 4.3.4.3.

Tabella 11 Valori di dimensionamento delle resistenze dei materiali

Materiale	**Valore di dimensionamento**	
Calcestruzzo	C25/30	C30/37 e resistenze alla compressione più elevate
Resistenza alla compressione f_{cd} [N/mm^2]	38	44
Tensione tangenziale ultima τ_{cd} [N/mm^2]	1.6	1.7
Tensione composita f_{cd} [N/mm^2]	3.6	4.0
Modulo di elasticità E_{cm} [N/mm^2]	35'000	
Acciaio d'armatura	B500B oppure B500C	
Limite di snervamento f_{sd} [N/mm^2]	600	
Modulo di elasticità E_s [N/mm^2]	205'000	
Acciaio d'armatura	S235, S275, S355, S460	
Limite di snervamento f_{yd} [N/mm^2]	$f_{yd} = 1.3\ f_y$	

L'utilizzo di acciaio di armatura tipo B500A non è consentito per la realizzazione di costruzioni di protezione

7.3 Resistenze delle sezioni

La resistenza delle sezioni sarà determinata in base alla norma SIA 262. Saranno utilizzati i valori di dimensionamento delle resistenze dei materiali i indicati le presenti istruzioni (capitolo 7.2).

Sebbene tutti gli elementi di una costruzione di protezione vengano sollecitati alla flessione con una normale forza, le forze longitudinali di compressione non saranno prese in considerazione nel calcolo delle resistenze ultime a flessione e al taglio delle solette e delle travi, perché queste non agiscono contemporaneamente alle sollecitazioni a flessione.

7.4 Armatura minima

Per ragioni strettamente legate alla tecnica specifica delle costruzioni di protezione (resistenza alla frammentazione, i contraccolpi della struttura portante) deve essere prevista un'armatura minima secondo la Tabella 12 sia per gli elementi strutturali soggetti a trazione sia per quelli soggetti a compressione.

Tabella 12 Armatura minima

Percentuali minime di armatura ρ_{min} [%]		
Elemento strutturale	nella zona soggetta a trazione	nella zona soggetta a compressione
Solette, platee, pareti perimetrali	0.18	0.10
Solette intermedie	0.18	0.18
Pareti intermedie	0.18	0.18
Travi	0.18	0.10

Percentuale minima dell'armatura di taglio $\rho_{w,min}$ [%]	
Travi	0.20
Solette con metodo cinematico Solette con metodo statico	0.15 se necessario

7.5 Spessori minimi per le costruzioni di protezione

Lo spessore delle platee ed degli elementi strutturali, come pareti intermedie e muri divisori, solette intermedie e pilastri, dipende sia da aspetti strutturali sia da azioni secondarie e/o da altre azioni difficili da descrivere. Nella Tabella 13 sono indicati gli spessori minimi degli elementi strutturali.

Pareti esterne e solette vengono dimensionate in funzione dell'irradiamento nucleare e dell'onda d'urto (capitoli 5 e 7).

Tabella 13 Spessori minimi per platee e altri elementi strutturali

Elemento strutturale	**Spessore minimo di costruzione *h* [mm]**
Platee (tipi di terreno di fondazione in base alla tabella 5) Terreno di fondazione di tipo I e II Terreno di fondazione di tipo III	 250 200
Pareti e solette intermedie	200
Pareti di testa	300
Pareti tra due costruzioni di protezione	300
Pilastri e colonne in calcestruzzo armato in acciaio	 300 200
Serbatoio dell'acqua Pareti esterne ed interne Pareti intermedie Platee	 300 200 +100

7.6 Elementi strutturali che non necessitano di verifica della sicurezza strutturale

Le chiuse e le solette di protezione delle entrate contro le macerie sono descritte al capitolo 10.

7.7 Verifica della sicurezza strutturale degli elementi portanti

7.7.1 Metodi di verifica

Il dimensionamento degli elementi portanti descritti di seguito può essere eseguito sia con il metodo statico sia con quello cinematico.

Cambio di spessore

In linea di principio di ogni campo degli elementi strutturali dovrebbe essere eseguito con spessore costante. Se all'interno di un campo è previsto una modifica dello spessore della soletta superiore al 20% il dimensionamento deve essere effettuato con il metodo statico oppure il campo dovrà essere suddiviso in due parti prevedendo un supporto sostitutivo.

Variazioni di spessore

Nel caso di variazioni di spessore (spessori diversi nel campo di una soletta) deve essere utilizzato il metodo statico.

7.7.2 Solette su appoggi lineari secondo il metodo cinematico

Carico limite ultimo a flessione

Una formula semplificata per definire il carico limite ultimo a flessione di solette rettangolari appoggiate su appoggi lineari con carico uniformemente ripartito è indicata di seguito.

l_x	luce lato corto
l_x	luce lato lungo
$m_{-xRd1/2}$	resistenza ultima alla flessione lungo il bordo in direzione x
m_{+xRd}	resistenza ultima alla flessione in campata in direzione x
$m_{-yRd1/2}$	resistenza ultima alla flessione lungo il bordo in direzione y
m_{+yRd}	resistenza ultima alla flessione in campata in direzione y

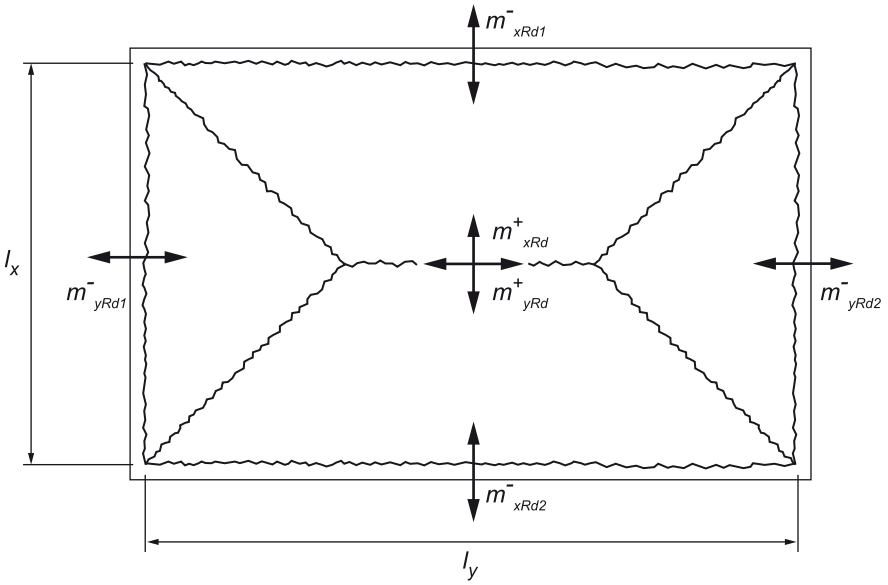


Figura 35 Linee di rottura di una soletta rettangolare appoggiata su tutti i lati con indicazione delle resistenze ultime alla flessione

Il carico limite ultimo a flessione può essere definito nel seguente modo:

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot \left(m^{-}_{xRd1} + 2 \cdot m^{+}_{xRd} + m^{-}_{xRd2} \right)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot \left(m^{-}_{yRd1} + 2 \cdot m^{+}_{yRd} + m^{-}_{yRd2} \right)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

o più semplicemente $q_{Rd} = \left[\frac{a \cdot m_x + b \cdot m_y}{l_x^2} \right]$

con $m_x = m^{-}_{xRd1} + 2 \cdot m^{+}_{xRd} + m^{-}_{xRd2}$

e $m_y = m^{-}_{yRd1} + 2 \cdot m^{+}_{yRd} + m^{-}_{yRd2}$

con i fattori di carico massimo "a" e "b" secondo Figura 36.

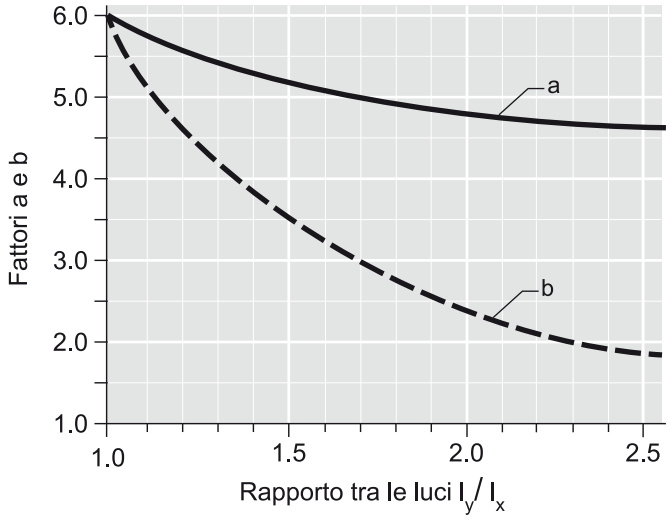


Figura 36 *Fattori di carico "a" e "b" per definire il carico limite ultimo in funzione del rapporto delle luci l_y/l_x della soletta.*

Se la soletta può ruotare liberamente, il carico limite ultimo è determinato considerando, per quel bordo, una resistenza a flessione m^{-}_{Rd} = 0.0. Nel bordo considerato l'angolo della linea di rottura si riduce a 30°.

Striscia di soletta

Quando $l_y / l_x > 2.4$ le solette su appoggi lineari devono essere dimensionate come solette portanti in una sola direzione.

Incastro della soletta in un muro dell'involucro esterno (campi di bordo)

Se la resistenza a flessione di un muro esterno è inferiore a quella della soletta bisogna ridurre la rigidità dell'angolo in funzione della resistenza a flessione del muro. Si procederà in modo analogo con platee e la parte inferiore delle pareti

L'influsso della forza longitudinale di compressione non sarà considerato.

Sollecitazione al taglio

Se le condizioni di incastro non fanno variare le resistenze a flessione le linee di rottura si sviluppano a partire dagli angoli della soletta con una angolazione di circa 45°. Il valore di dimensionamento dello sforzo di taglio v_d a una distanza di $d_v/2$ dal bordo, è definita come segue con $q = q_{Rd}$ e rispettivamente con $q_{d,\,max}$:

Lato lungo (y): $$v_{dy} = q \cdot \frac{A_1}{\left(l_y - d_v\right)}$$

con $$A_1 = \frac{1}{4} \cdot \left(2 \cdot l_y - l_x - d_v\right) \cdot \left(l_x - d_v\right)$$

Lato corto (x): $$v_{dx} = q \cdot \frac{A_2}{\left(l_x - d_v\right)}$$

con $$A_2 = \frac{1}{4} \cdot \left(l_x - d_v\right)^2$$

d_v = altezza statica effettiva per l'assorbimento della forza di taglio

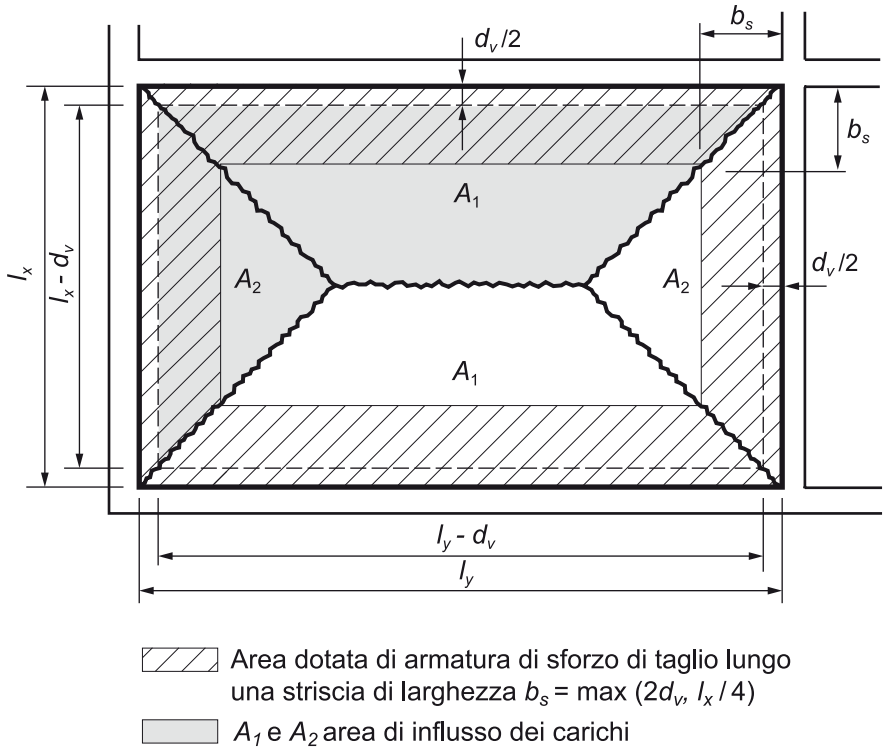


Figura 37 *Definizione della sollecitazione della forza di taglio a una distanza di $d_v/2$ dal bordo dell' appoggio e nelle aree con armatura di taglio*

Resistenza al taglio

Armatura al taglio negli elementi strutturali piani (platee, pareti e solette)

Si deve prevedere un'armatura di taglio almeno dello 0.15%.

L'armatura di taglio deve essere posata in una striscia della larghezza b_s lungo tutti i bordi della soletta. La larghezza delle strisce deve corrispondere al valore $2 \cdot d_v$ o $l_x/4$, il valore più elevato è determinante.

Armatura di taglio per solette a strisce

Nelle solette dimensionate come solette a strisce ($l_y / l_x > 2,4$), si può rinunciare all'armatura di taglio lungo i bordi corti.

Armatura di taglio per flessione e trazione

Negli elementi strutturali con flessione e trazione dovrà essere posta un'armatura di taglio.

7.7.3 Elementi che non richiedono una verifica analitica

Carico massimo di solette con armatura di taglio e longitudinale minima

La verifica analitica non è necessaria per gli elementi indicati nella Tabella 14 (solette, platee e pareti senza porte blindate) a condizione che il tasso di armatura minimo sia pari a ρ = 0.18% per le armature di flessione e pari a ρ = 0.15% per quelle di taglio. Ciò non è valido in caso di trazione.

Le dimensioni principali e il tasso di armatura minimo sono indicati ai capitoli 7.4 e 7.5.

Gli elementi costruttivi standard per le opere di entrata e per le chiuse sono descritti al capitolo 10 (elementi costruttivi standard).

Tabella 14 Elementi "solette su appoggi continui" per i quali non è necessario effettuare alcuna verifica a condizione che il tasso di armatura minimo pari a ρ = 0.18% per le armature di flessione e a ρ = 0.15% per quelle di taglio, sia rispettato

Elemento strutturale	Spessore h [mm]	Sollecitazione[1)] q_d [kN/m^2]	Superficie (luce) A [m^2]	
Solette	300 350 400	≤ 130 ≤ 135 ≤ 140	≤ 26 ≤ 30 ≤ 34	
Pareti	Altezza della parete l [m]		l ≤ 2.5	l ≤ 3.0
Pareti, completamente interrate	300	≤ 150 ≤ 200	- ≤ 10	≤ 22 ≤ 10
Pareti esterne non completamente interrare adiacenti un cantinato	300	≤ 120 ≤ 150 ≤ 180	- - ≤ 14	- ≤ 20 ≤ 12
	400	≤ 120 ≤ 180 ≤ 280	- ≤ 12 ≤ 10	- ≤ 24 ≤ 10
Platee (carico uniformemente ripartito q_{0d}) [2)]	250 300 350	≤ 160 ≤ 160 ≤ 160	≤ 16 ≤ 20 ≤ 24	

[1)] q_d con $A_d = \Phi \cdot q_k$ et Φ = 1.2; 2) per tutti i tipi di terreno di fondazione

Solette con armatura minima, senza armatura di taglio

La Tabella 15 riportata il valore di dimensionamento dell'azione, la lunghezza del lato minore, gli spessori degli elementi di solette senza armatura di taglio che non richiedono una verifica statica.

Tabella 15 Spessori minimi per elementi con armatura minima di flessione pari a ρ = 0.18 % e senza armature di taglio.

Elemento strutturale	Sollecitazione q_d [kN/m^2]	Luce lato minore [m]	Spessore h [mm]
Solette	140	2.0 2.5 3.0	300 350 400
Pareti, completamente interrate	140	2.5 3.0	350 450
Pareti autoportanti, parte di apertura parete esterna $\alpha \leq 0{,}25$	180	2.5 3.0	450 550
Pareti intermedie	–	–	200
Platee (carico uniformemente ripartito q_{0d})	80 [1)]	2.0 2.5 3.0	200 250 300
	160 [2)]	2.0 2.5 3.0	350 400 450

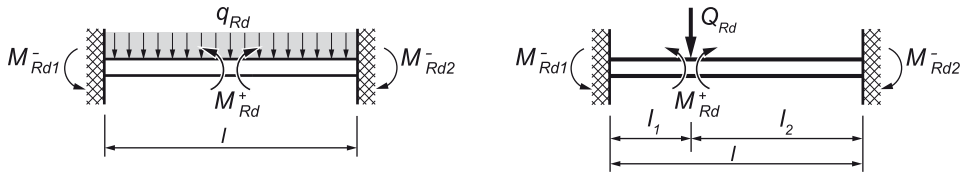
[1)] Tipi di fondazione del terreno I_a / II_{dur} ;

[2)] Tipi di terreno di fondazione I_b / I_c / I_d / $II_{morbido}$

7.7.4 Travi (metodo cinematico)

Carico limite ultimo a flessione

La Figura 38 illustra la formula semplificata che permette di definire il carico limite ultimo a flessione q_{Rd} oppure Q_{Rd} di una trave con carico uniformemente ripartito o con un carico singolo. La luce *l è la distanza* tra l'intradosso delle pareti di appoggio.



$$q_{Rd} = \frac{8}{l^2}\left(M^+_{Rd} + \frac{M^-_{Rd1} + M^-_{Rd2}}{2}\right) \qquad Q_{Rd} = \frac{l}{l_1 \cdot l_2}\left(M^+_{Rd} + \frac{M^-_{Rd1} \cdot l_2 + M^-_{Rd2} \cdot l_1}{l}\right)$$

Figura 38 Carico limite ultimo a flessione delle travi

Sforzo di taglio

Lo sforzo di taglio che è determinato dallo stato d'equilibrio del meccanismo cinematico ammesso, deve essere confrontato con la resistenza ultima a taglio. (vedi capitoli 7.2 e 7.3).

7.7.5 Architravi di appoggio delle solette

L'appoggio di una soletta può essere costituito da un trave (architrave o trave in spessore), invece che da una parete. In questo modo è possibile trasformare una soletta di una forma qualsiasi con bordi ortogonali in un sistema di solette appoggiate su appoggi lineari (vedi Figura 5 e Figura 40). Fino ad una luce di 2.5 m (l < 2.5 m) l'appoggio della soletta può essere costituito da una trave in spessore. Per lici più grandi (l ≥ 2.5 m) si dovrà prevedere un architrave secondo Figura 39.

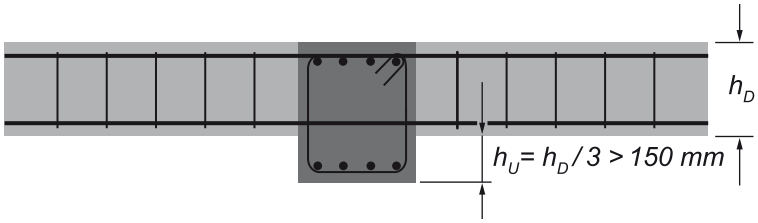


Figura 39 Appoggio per la soletta con architrave

Le travi in spessore e gli architravi devono essere dimensionate come travi e saranno sempre provviste staffe con superficie pari allo 0.2%.

Il carico sulla trave risulta dalle forze di reazione o più semplicemente dalle aree di influsso dei carichi delle solette adiacenti (vedi Figura 41). Con il metodo cinematico il carico viene definito da q_{Rd} o $q_{d,max,}$ con il metodo statico da $q_{d,max}$.

Se lo sforzo di taglio q_{Rd} ($q_{Rd} < q_{d,max}$), è calcolato con il metodo cinematico con il carico limite ultimo a flessione l'azione sulla trave dovrà essere aumentata del 10%, per garantire che il meccanismo di rottura previsto possa svilupparsi correttamente.

7.7.6 Solette su appoggi puntuali e lineari secondo il metodo statico

Solette su appoggi lineari

La resistenza al taglio senza armatura di taglio v_{Rd} dipende dalla sollecitazione dell'armatura a flessione. Se l'armatura rimane nello stato elastico, si può applicare l'equazione 38 della norma SIA 262 :2013. In tal caso si deve calcolare m_d con Φ = 2.0. Se non si possono escludere deformazioni plastiche, si deve applicare l'equazione 39.

Solette piane su pilastri

Le solette su appoggi puntuali (solette piane) ovvero le solette su pilastri o su pareti di lunghezza limitata, dovranno essere dimensionate in base al **metodo statico**. Il fattore di carico dinamico per la definizione dei valori di dimensionamento delle azioni è pari a Φ = 1.2 per la flessione e Φ = 2.0 per il taglio e il punzonamento. Durante il punzonamento si deve calcolare la sollecitazione a flessione m_{sd} nella striscia di sostegno con Φ = 2.0. Per i componenti di costruzione sotto la quota della falda i fattori di carico dinamico dovranno essere aumentati in base al capitolo 6.1.3.

In alternativa una soletta su appoggi puntuali può essere trasformata in un sistema di solette rettangolari su appoggi lineari con travi che fungono da appoggio per le solette platee (capitolo 4.3.3, 7.7.2 e 7.7.5). In questo caso di solito si applica il **metodo cinematico**. Per luci $l \geq 2.5$ m le solette dovranno essere appoggiate su architravi. Se gli elementi strutturali sono situati sotto il livello della falda i fattori di carico dinamico dovranno essere aumentati in base al capitolo 6.1.3.

In caso di punzonamento si deve sempre prevedere una armatura di taglio.

7.7.7 Solette con angoli rientranti

La verifica analitica della sicurezza strutturale di solette su appoggi lineari con angoli rientranti può essere effettuata sulla base dei seguenti sistemi strutturali portanti:

Solette su appoggi puntuali secondo metodo statico
Le solette con angoli rientranti possono essere dimensionate come le solette su appoggi puntuali, con il metodo statico secondo il capitolo 7.7.6.

Non dovranno essere considerate le rientranze le cui dimensioni non superino il doppio spessore della soletta o il 10% della portata più corta.

Solette su appoggi lineari con travi secondo il metodo cinematico
Le solette con angoli rientranti possono essere trasformate a un sistema di solette rettangolari su appoggi lineari con travi che fungono da appoggio (vedi dal capitolo 7.7.2 a 7.7.5) (Figura 40).

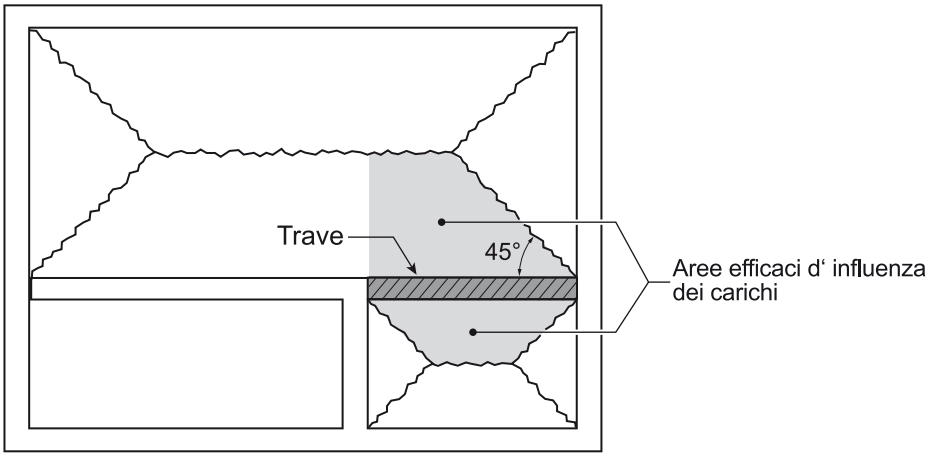


Figura 40 Trave come appoggio per le solette con un angolo rientrante

7.7.8 Solette con carichi di pilastri o pareti

I carichi causati da pilastri o da pareti che poggiano sulla soletta della costruzione di protezione dovrebbero essere trasmessi direttamente alle fondazioni.

Soletta con pilastri o pareti continui fino alle fondazioni

Quando i carichi dovuti a pilastri o a pareti sono elevati o quando il campi delle solette hanno dimensioni importanti, le colonne e le pareti devono essere continui fino in fondazione. In genere si deve prevedere una trave. La verifica della sicurezza strutturale delle solette su appoggi lineari costituiti da architravi può essere eseguita con il metodo cinematico in base a quanto indicato dal capitolo 7.7.2 al 7.7.5.

Se non è stato previsto un architrave supplementare, la sicurezza strutturale sarà verificata con il metodo statico come per le solette su appoggi puntuali, secondo quanto indicato nel capitolo 7.7.6.

Le solette dovranno sempre essere collegate ai pilastri.

Soletta con carichi di pilastri o pareti

Se eccezionalmente i carichi di pilastri o di pareti devono essere trasmessi dalla soletta, la verifica potrà essere eseguita secondo il metodo statico come per una soletta piana su appoggi puntuali, oppure i carichi potranno essere ripresi da architravi, la cui verifica viene eseguita con il metodo cinematico. Il carico che agisce sull'architrave comprende il carico dei pilastri o delle pareti e delle porzioni di carico provenienti dai campi delle solette adiacenti. Il dimensionamento dell'architrave viene eseguito secondo le indicazioni del capitolo 7.7.5.

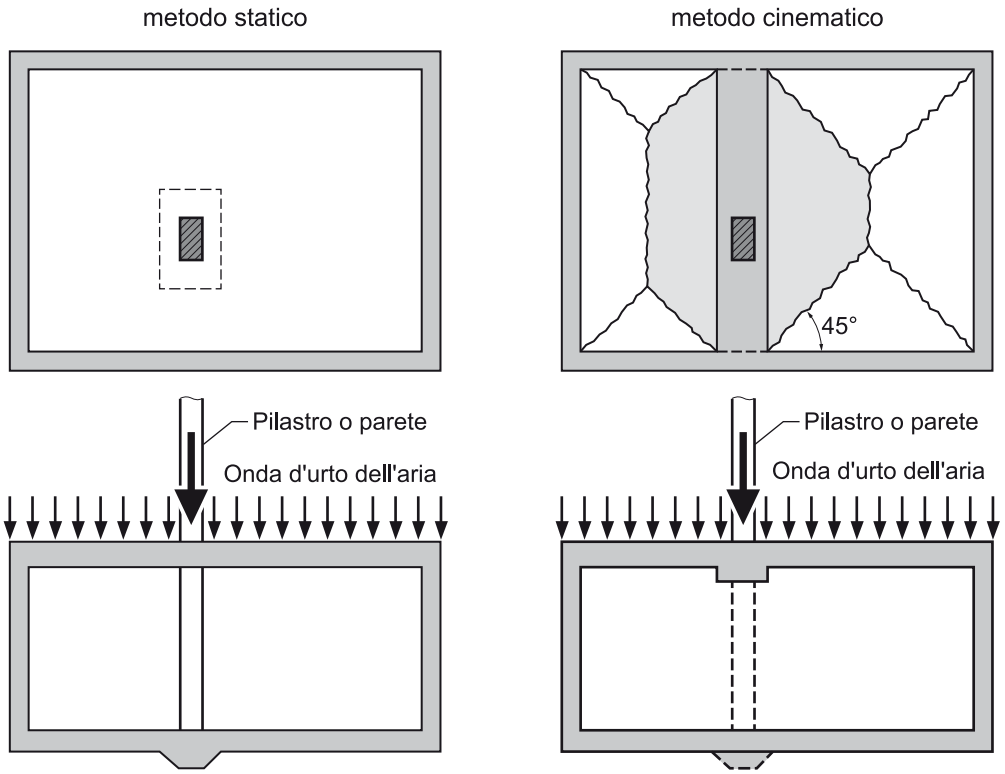


Figura 41 Solette su appoggi lineari con carichi di pilastri o pareti

7.7.9 Elementi compressi

Il dimensionamento e la verifica della resistenza limite ultima di pilastri in calcestruzzo deve essere applicata la norma SIA 262. Per le colonne in acciaio si utilizzerà la norma SIA 263.

Le verifiche dei pilastri "sostitutivi", situati alle estremità delle pareti, saranno effettuate per analogia.

7.7.10 Elementi soggetti a trazione

L'esempio di una parete situata fra la costruzione di protezione e il cantinato non protetto descrive la verifica della sicurezza strutturale.

h_w spessore della parete

q_{ext} pressione esterna

q_{int} pressione interna

m_{d1} sollecitazione a flessione della soletta della chiusa sul bordo di appoggio.

m_{d2} sollecitazione a flessione della soletta della costruzione di protezione sul bordo di appoggio.

v_{d1} sollecitazione a taglio dalla chiusa sul bordo di appoggio

v_{d2} sollecitazione a taglio dalla costruzione di protezione sul bordo di appoggio

n_d trazione dovuta alla chiusa nel muro di separazione tra il locale adiacente e la chiusa

a_s sezione di armatura al metro lineare

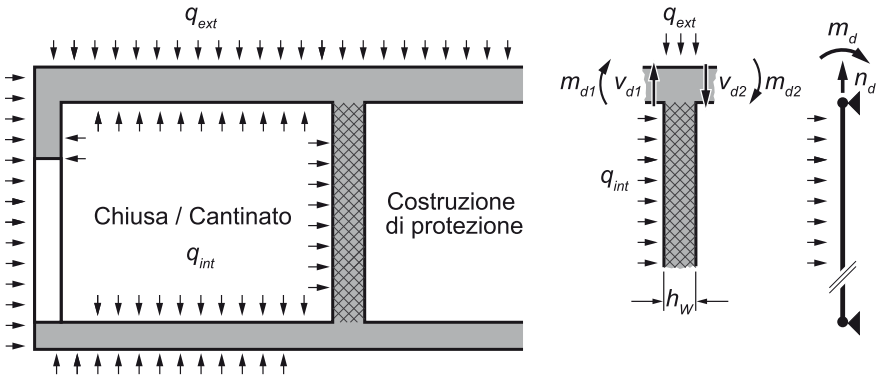


Figura 42 Sollecitazione della parete tra la chiusa e la costruzione di protezione in corrispondenza dell'appoggio superiore

La parete è sollecitata come indicato di seguito considerando le azioni trasmesse dalle delle solette adiacenti:

$$n_d = v_{d1} + v_{d2} + q_{ext} \cdot h_w$$

$$m_d = m_{d1} + v_{d1} \cdot \frac{h_w}{2} + m_{d2} + v_{d2} \cdot \frac{h_w}{2}$$

La superficie della sezione dell'acciaio d'armatura può essere definita con il seguente metodo semplificato:

$$a_s = \frac{m_d}{0.95 \cdot h_W \cdot f_{sd}} + \frac{n_d}{2 \cdot f_{sd}}$$

Il carico limite ultimo a flessione della parete sollecitata a trazione verrà definito in base alla superficie di armatura dedotto il valore $n_d/(2 \cdot f_{sd})$.

Negli elementi strutturali sollecitati a flessione e trazione dovrà essere sempre essere prevista un'armatura di taglio.

8 Disposizioni costruttive

Gli elementi strutturali delle costruzioni di protezione devono rispettare le disposizioni della norma SIA 262. Potranno essere utilizzati solo i prodotti per cui conformità alle norme è stata verificata. Le costruzioni di protezione dovranno soddisfare anche le esigenze indicate di seguito.

8.1 Informazioni generali

Le costruzioni di protezione devono essere realizzate con una struttura monolitica in calcestruzzo armato gettato in opera.

I pilastri prefabbricati sono ammessi e devono essere solidamente collegati con la soletta e la platea.

È consentita la realizzazione di strutture precompresse, ad esempio nelle platee. Tuttavia la precompressione non va considerata per la verifica della sicurezza strutturale.

Le installazioni fisse e le finiture interne per scopi estranei alla protezione civile devono essere realizzate con costruzioni leggere.

8.2 Barre, giunti, collegamenti e ancoraggi di armatura

Le seguenti norme generali di costruzione dovranno essere rispettare:

- Non è ammesso l'utilizzo di reti di armatura.
- Se possibile dovranno essere utilizzate barre di armatura di piccolo diametro ø con un interasse ridotto tra le barre *s*.
- Le riprese delle barre di armatura dovranno trasmettere l'intera resistenza a trazione delle barre stesse. La lunghezza d'ancoraggio delle riprese per un giunto a trazione è pari a 60 ø. le riprese dotate di ganci o in presenza di pressione trasversale la lunghezza di ancoraggio è pari a 40 ø.
- In linea di principio le riprese dovranno essere posizionate nelle zone meno sollecitate.
- È consentito l'utilizzo di raccordi a vite.
- Non è consentito l'utilizzo di raccordi saldati realizzati in cantiere.
- In caso di riduzione dell’armatura nei giunti, conformemente alla norma SIA 262, cpv. 4.3.3.2.3, la resistenza a taglio v_R sarà ridotta di conseguenza.

8.3 Armatura di taglio

- Dovranno essere utilizzate staffe convenzionali aperte o chiuse dotate di gancio.
- Le staffe dovranno contenere almeno due strati di armatura longitudinale nella direzione portante principale.
- Non è ammesso l'utilizzo di staffe a innesto.
- È ammesso l'utilizzo di armature di taglio prefabbricate (connettori, connettori con testa doppia o gabbie di staffe), qualora siano di qualità equivalente a un'armatura convenzionale con staffe.

8.4 Armatura di collegamento

- Le armature di collegamento non dovranno mai essere piegate temporaneamente per la posa o la chiusura dei casseri.
- Per le pareti intermedie sarà possibile utilizzare armature di collegamento prefabbricate. Non sono però ammesse per gli elementi strutturali dell'involucro esterno e per le chiuse.

8.5 Armatura di solette e travi

Ancoraggio dell'armatura in campata

Tutta l'armatura di flessione necessaria per riprendere gli sforzi massimi di flessione in campata nelle solette e nelle travi sarà prolungata fino agli appoggi dove sarà ancorata. Non è consentito di sagomare l'armatura longitudinale (ferri piegati) per farla partecipare alla ripresa dello sforzo di taglio.

Armatura degli angoli

L'armatura in corrispondenza degli angoli degli elementi strutturali dovrà essere realizzata in modo da garantire un'elevata capacità di rotazione. Alcuni esempi sono riportati alla Figura 43. Sono comunque possibili altre soluzioni. Una particolare attenzione sarà riservata alle barre trasversali necessarie alla ripresa degli sforzi orizzontali di trazione e al rispetto dei raggi di curvatura dei ferri per i quali bisogna attenersi alle disposizioni della norma SIA 262, cpv. 5.2.4. L'uso di piastre di ancoraggio è eccezionalmente ammesso solo in casi difficili.

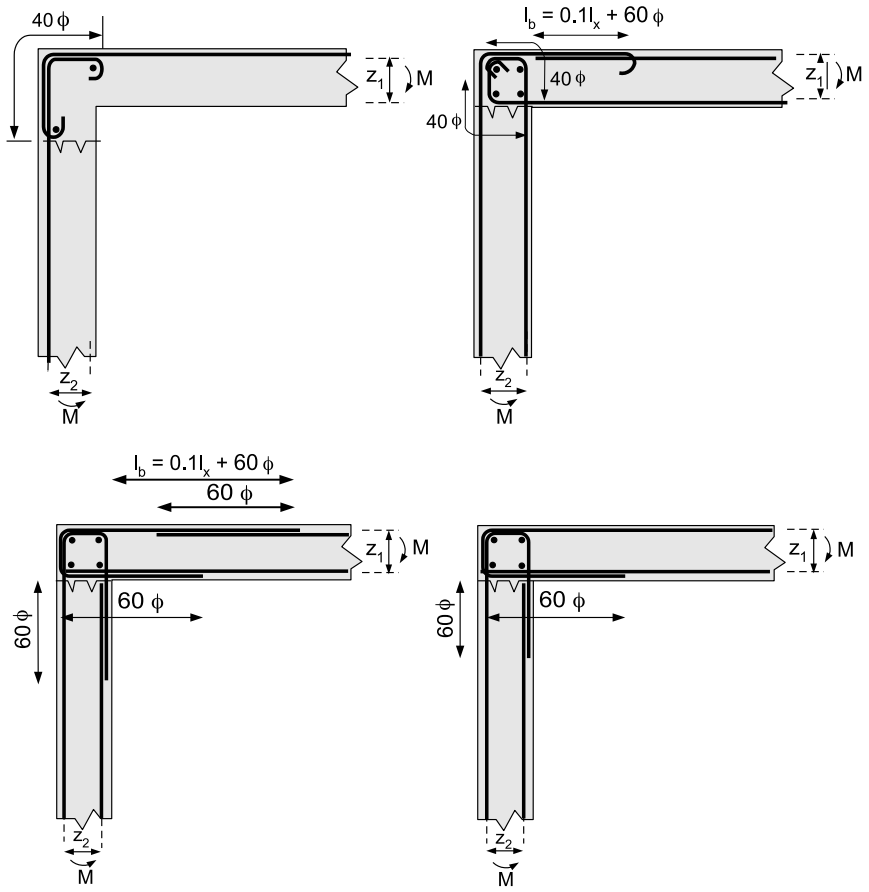


Figura 43 *Ancoraggio delle armature negli angoli (è illustrata solo l'armatura a flessione)*

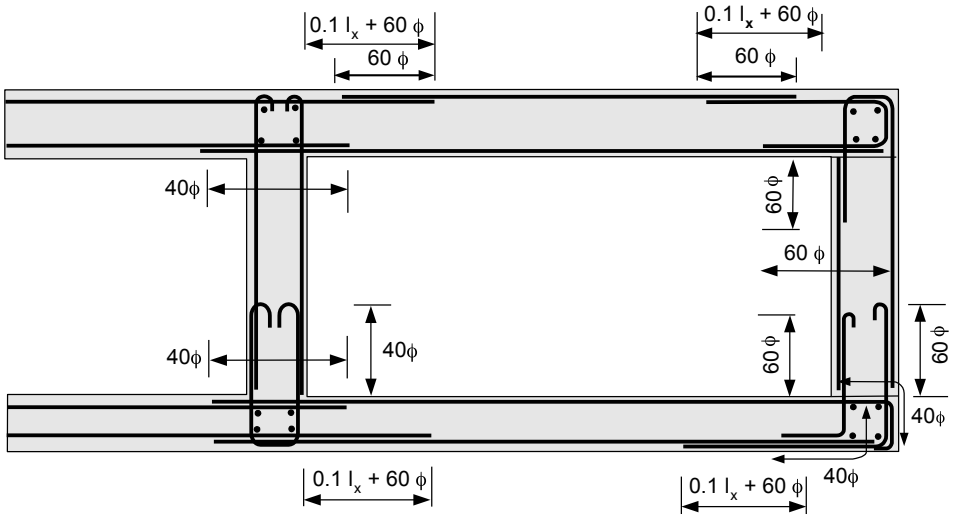


Figura 44 *Disposizione tipica dell'armatura in soletta, in parete, e in parete intermedia e in platea (è illustrata solo l'armatura a flessione)*

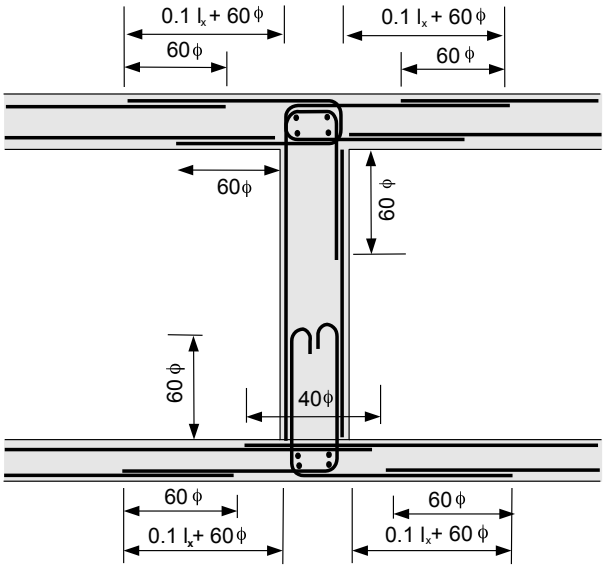


Figura 45 Armatura in una parete situata tra due costruzioni di protezione (è illustrata solo l'armatura a flessione)

8.6 Armatura di pilastri in calcestruzzo

Il dimensionamento e l'esecuzione degli elementi compressi in calcestruzzo deve conforme è prescritta l'applicazione della norma SIA 262.

8.7 Armatura di solette su appoggi puntuali

L'armatura a flessione di una soletta, necessaria in campata, deve essere posata, nelle due direzioni, e deve attraversare l'intero campo senza variazioni di diametro. i giunti di ripresa di tutte le barre d'armatura avranno una lunghezza di almeno 60 diametri.

Gli elementi d'armatura di punzonamento prefabbricati e capitelli prefabbricati in acciaio sono ammessi nelle costruzioni di protezione, a condizione che soddisfino i requisiti della norma SIA 262.

9 Dettagli esecutivi

9.1 Giunti di getto e giunti di ritiro

Possibilmente i giunti di getto e i giunti di ritiro non devono essere posizionati nelle aree maggiormente sollecitate.

9.2 Giunti di dilatazione

I giunti di dilatazione, nelle costruzioni di protezione, vanno evitati. Essi sono ammessi solo se necessari per l'edificio situato sopra la costruzione di protezione. In questo caso, il giunto viene situato tra due comparti della costruzione di protezione e la parete intermedia deve essere doppia. Per garantire l'impermeabilità della costruzione di protezione, occorre posare un nastro per giunto continuo lungo tutto il perimetro del giunto di dilatazione. Una disposizione possibile è indicata nella Figura 46.

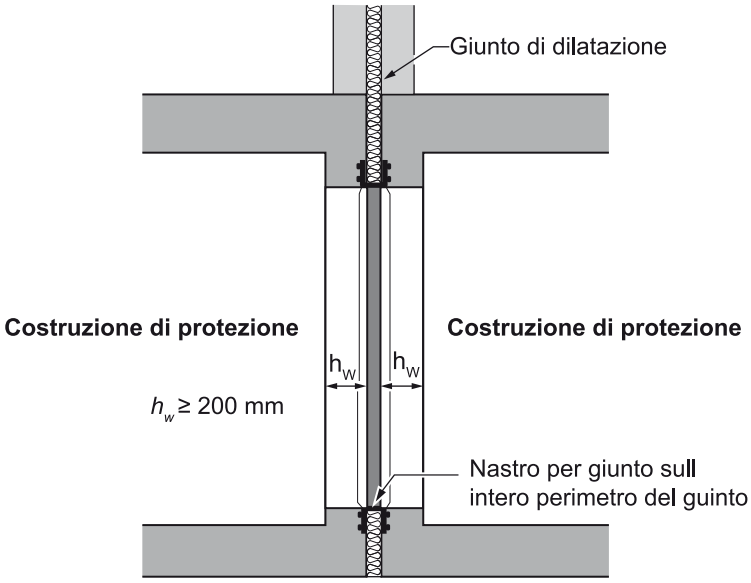


Figura 46 *Giunti di dilatazione con nastro per giuno continuo su tutto il perimetro*

9.3 Aperture

Involucro della costruzione di protezione

In presenza di aperture importanti nell'involucro della costruzione di protezione, la struttura portante deve essere suddivisa in un sistema portante appropriato che sarà dimensionato in funzione della sollecitazione a flessione e a taglio.

Dopo il montaggio delle tubazioni i risparmi devono essere chiusi a tenuta stagna Figura 50.

I fori nelle pareti perimetrali e in quelle delle chiuse, dovuti ai distanziatori dei casseri, vanno sigillati.

Pareti intermedie

I risparmi nelle pareti interne saranno posizionati in modo da non causare importanti indebolimenti della parete. Dovranno essere effettuate le necessarie verifiche della sicurezza strutturale.

9.4 Condotte e canalizzazioni

Le condotte annegate nel calcestruzzo nella soletta, come i tubi fodera dei cavi o le condotte sanitarie, non dovranno essere collocate parallelamente e in prossimità dell'appoggio della soletta, ma dovranno essere posizionate in modo da creare un angolo ≥ 30° con l'appoggio. La posa delle condotte parallela agli appoggi è consentita, solo se la distanza è di almeno $0{,}3 \cdot l_x$ dall'appoggio, dove l_x indica il lato minore del campo di soletta.(Figura 47 e Figura 49).

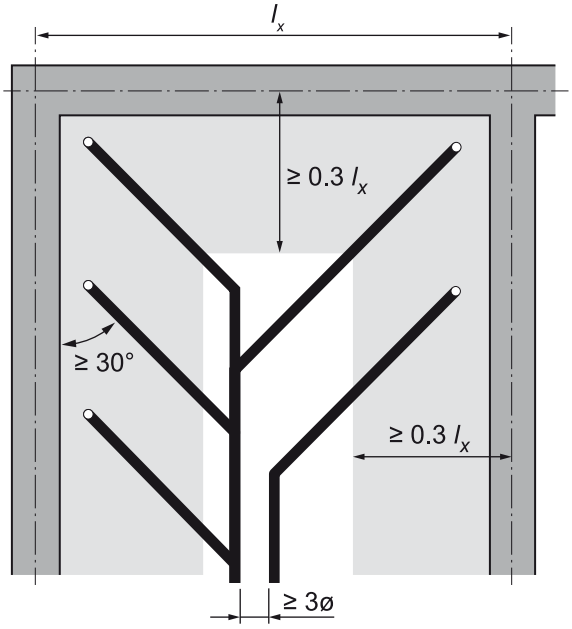


Figura 47 Condotte nelle solette

Se le dimensioni di tubi, dei fasci di cavi o degli elementi annegati nel calcestruzzo della soletta sono ≥ $h_D/6$, l'altezza statica dovrà essere adeguata in base a quanto stabilito dalla norma SIA 262, cpv. 4.3.3.2.8.

I fissaggi delle tubazioni non annegate nel calcestruzzo nella costruzione di protezione dovranno essere eseguite in base alle Istruzioni Tecniche IT Resistenza agli urti.

Canalizzazioni

Le canalizzazioni sotto la platea dovranno essere posate secondo la Figura 48.

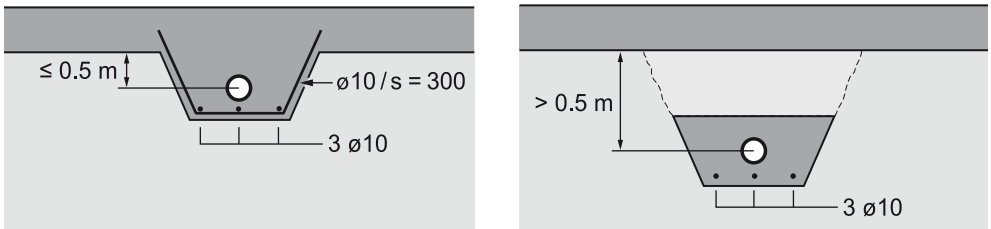


Figura 48 Canalizzazione sotto la platea

Condotte delle acque di scarico, non riconducibili alla costruzione di protezione

Le eventuali condotte di scarico non riconducibili della costruzione di protezione ma che vengono posate all'interno del suo perimetro devono essere annegate nel calcestruzzo. Se del caso, gli elementi strutturali della costruzione di protezione saranno rinforzati localmente.

I tubi in materiale plastico con una pressione nominale di almeno 6 PN non devono essere annegati nel calcestruzzo. Tuttavia dovranno essere fissati con protezione antiurto secondo le Istruzioni Tecniche IT Resistenza agli urti.

Cavi elettrici e cavi delle trasmissioni

I tubi fodera per gli impianti elettrici e i cavi delle trasmissioni non devono provocare un indebolimento della sezione nella quale sono inseriti. In particolare, nessuno dei tubi fodera di grandi dimensioni o dei fasci di tubi fodera, posati parallelamente alle pareti o agli assi dei pilastri, deve trovarsi all'interno della zona che si estende fino a $0.3 \cdot l_x$. La distanza tra i tubi fodera di grandi dimensioni e i fasci di tubi fodera deve corrispondere ad almeno 3ø o allo spessore della soletta h_D (Figura 49).

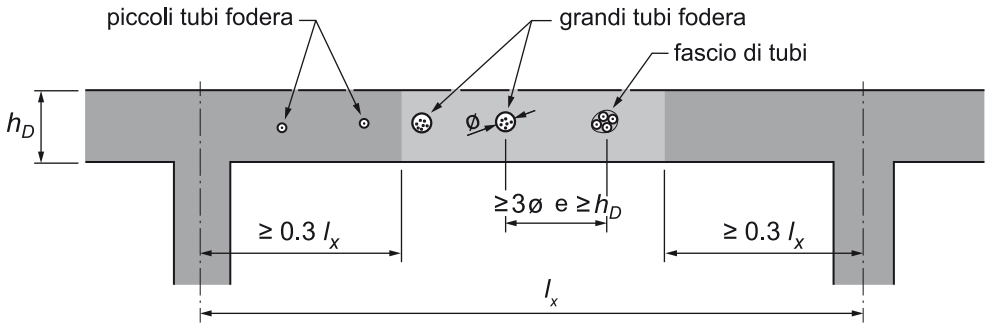


Figura 49 Tubi fodera per l'impianto elettrico e per i cavi delle trasmissioni

Condotte di ventilazione

Le condotte di alimentazione ed espulsione dell'aria di impianti non riconducibili alle costruzione di protezione, non dovranno essere posate negli elementi che compongono l'involucro della stessa costruzione di protezione.

Punti di introduzione delle condotte

Le condotte nella costruzione di protezione dovranno essere introdotte nella stessa in modo tale da consentire uno spostamento di almeno ±50 mm tra la costruzione di protezione e l'edificio adiacente o il terreno, senza che la condotta o l'imbocco della stessa subiscano una rottura o subiscano dei danni. Nella Figura 50 vengono illustrati i possibili dettagli di esecuzione di imbocchi delle condotte.

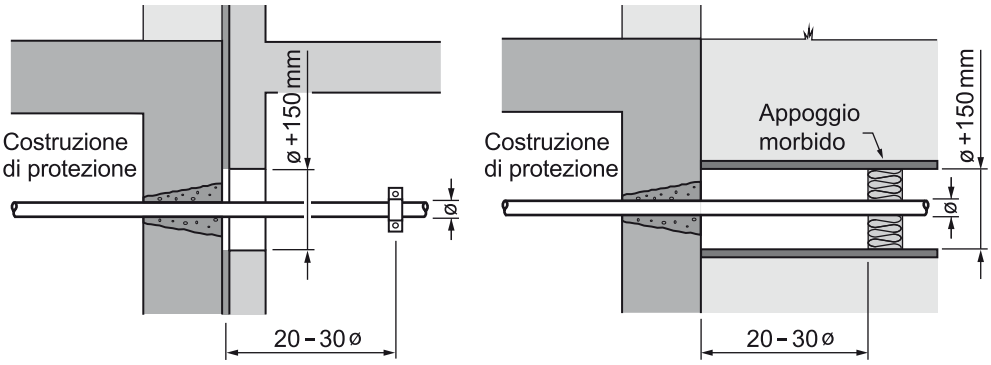


Figura 50 Imbocchi delle condotte

Aperture di grandi dimensioni nell'involucro della costruzione di protezione

Le aperture di grandi dimensioni nell'involucro della costruzione di protezione, come ad esempio quelle necessarie per l'impianto di ventilazione, devono essere chiuse con coperchi blindati o piastre di acciaio di dimensioni adeguate.

9.5 Condotte di alimentazione e d'espulsione dell'aria per le opere esterne di ventilazione

Le condotte di alimentazione ed espulsione dell'aria delle opere di ventilazione esterne saranno eseguite con tubi in calcestruzzo armato posati su un letto di calcestruzzo leggermente armato, oppure con canali rettangolari in calcestruzzo gettati sul posto. I tubi e i canali vanno ricoperti con uno strato di almeno 0.5 m di terra (Figura 51).

Per le tubazioni in calcestruzzo dovranno essere utilizzati tubi armati e non sarà necessaria una particolare verifica. I canali in calcestruzzo armato gettati in opera, la cui dimensione interna massima è di 1.0 m, devono avere pareti dello spessore minimo di 200 mm, o 250 mm se situati sotto il livello della falda, e una percentuale minima di armatura ρ = 0.18 %,.

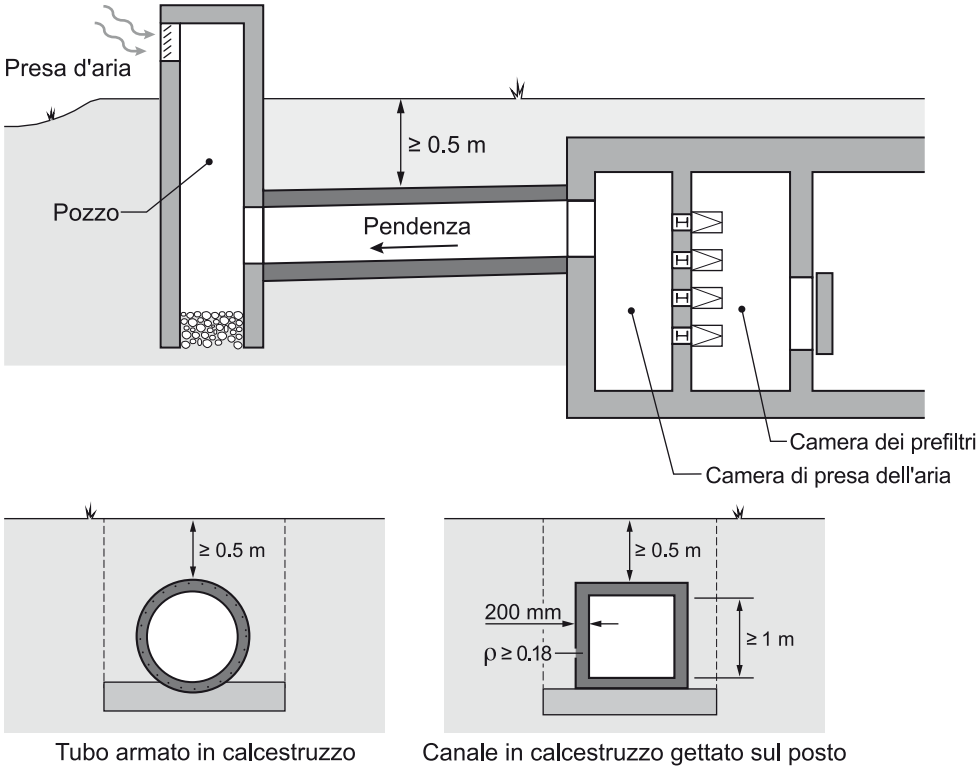


Figura 51 Opere di presa e di espulsione dell'aria

9.6 Uscite di soccorso e cunicoli di evacuazione

La configurazione delle uscite di soccorso e dei cunicoli di evacuazione deve essere eseguita secondo ITRP 1984 e ITRS 1982. Queste opere possono essere realizzate con elementi prefabbricati in cemento.

Nella le uscite di soccorso e nei cunicoli di evacuazione eseguiti sotto il livello della falda freatica devono essere realizzati in calcestruzzo gettato in opera. Essi devono essere collegati monoliticamente alla parete della costruzione di protezione ed essere stagni. Le uscite di soccorso devono sbucare sopra il livello massimo della falda freatica.

9.7 Serbatoi dell’acqua

Indicazioni costruttive

Per la realizzazione dei serbatoi dell’acqua si terrà conto delle seguenti indicazioni:

- I serbatoi dell’acqua delle nuove costruzioni di protezione verranno realizzati in calcestruzzo armato (a eccezione dei rifugi per ospedali e case di cura e per anziani).
- I serbatoi dell’acqua delle costruzioni di protezione a due piani saranno sempre disposti al piano inferiore.
- La platea e le pareti perimetrali dovranno rispondere alla classe di impermeabilità 2 secondo la norma SIA 272.
- I giunti di lavoro fra il fondo del serbatoio e le pareti (a eccezione di quelle intermedie) devono essere muniti di un nastro di tenuta.
- Il fondo e le pareti del serbatoio saranno realizzati con un unico getto.
- Per i casseri delle pareti è consentito il solo impiego di distanziatori impermeabili.
- Tutti gli angoli interni devono essere provvisti di un arrotondamento per facilitare la pulizia del serbatoio (cfr. Figura 52).
- L’interno dei serbatoi deve essere privo di rivestimenti o vernici. Le eventuali fessure devono essere sigillate localmente.
- Per raccogliere eventuali perdite d'acqua occorre prevedere una canaletta di raccolta o almeno una leggera pendenza con pozzetto di scarico (cfr. Figura 52).

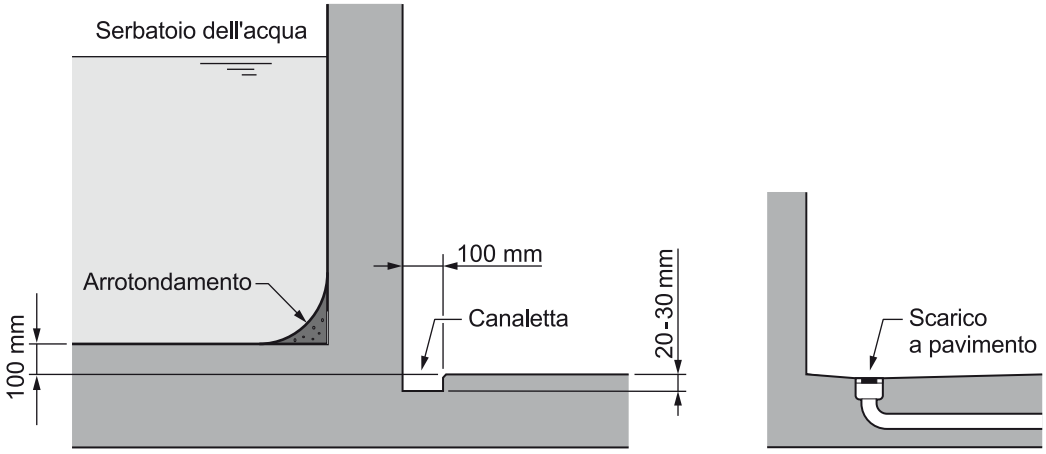


Figura 52 Dettagli sulla costruzione dei serbatoi dell'acqua

Prova d'impermeabilità

Il serbatoio dell'acqua deve essere riempito subito dopo l'ultimazione della costruzione grezza e la posa delle installazioni necessarie. La sua impermeabilità sarà tenuta sotto controllo almeno per un mese. Le perdite d'acqua saranno misurate a partire dal terzo giorno dopo il riempimento. Esse non devono superare il 5% del contenuto del serbatoio durante un periodo di due settimane.

9.8 Serbatoi di combustibile

I serbatoi di combustibile non riconducibili alla costruzione di protezione, come ad esempio i serbatoi di olio da riscaldamento, non potranno essere posizionati all'interno della costruzione di protezione. La parete della costruzione di protezione adiacente il locale contenente un serbatoio di combustibile deve avere lo spessore di almeno 400 mm qualunque sia il contenuto del serbatoio. Non sono ammesse aperture in questa parete, ad esempio per valvole di sovrappressione.

È vietata l'installazione di serbatoi di benzina o di gas all'interno dell'edificio nel quale si trova la costruzione di protezione. Quando i serbatoi si trovano nelle vicinanze dell'edificio, la zona dei serbatoi e la costruzione di protezione come pure i dintorni immediati non dovranno essere collegati in alcun modo con canalizzazioni o altre condotte, ma nemmeno con cunicoli sotterranei. Questo evita che in caso di distruzione del serbatoio, la benzina fuoriesca nei pressi della costruzione di protezione o di entrate, uscite di soccorso, prese d'aria e pozzi d'espulsione d'aria.

9.9 Isolazioni termiche

Gli strati di isolamento termico sotto le platee vanno evitate, in particolare sotto i rinforzi per i pilastri o sotto le pareti. Lo spessore della coibentazione va limitato a 100 mm. La resistenza alla compressione deve essere di almeno 500KN/m^2 per una deformazione relativa del 10%.

10 Elementi strutturali normalizzati

Non è richiesta nessuna verifica della sicurezza strutturale per gli elementi strutturali semplici, le cui dimensioni e i cui carichi sono stabiliti nel capitolo 7.6. Per questi elementi strutturali basta un'armatura ø10, s = 150 mm. La percentuale minima di armatura definita nel capitolo 7.4. dovrà essere comunque rispettata.

10.1 Chiusa

Le armature standard sono prescritte per i seguenti elementi strutturali le cui dimensioni sono spesso ricorrenti:

- pareti perimetrali della costruzione di protezione o pareti delle chiuse con porta blindata del tipo PB1 o PB2
- pareti delle chiuse senza porte blindate
- soletta e platea della chiusa

Le armature normalizzate vengono applicate per chiuse con porte blindate PB1/PB2, con una superficie $A \leq 5.5\ m^2$ e un'altezza $H \leq 3.0$ m (Figura 53). Le dimensioni degli elementi strutturali e i carichi che rispettano la Tabella 14 e Tabella 15, come pure le pareti delle costruzioni di protezione dove è prevista una porta blindata PB3, saranno calcolate secondo le indicazioni fornite nel capitolo 7.

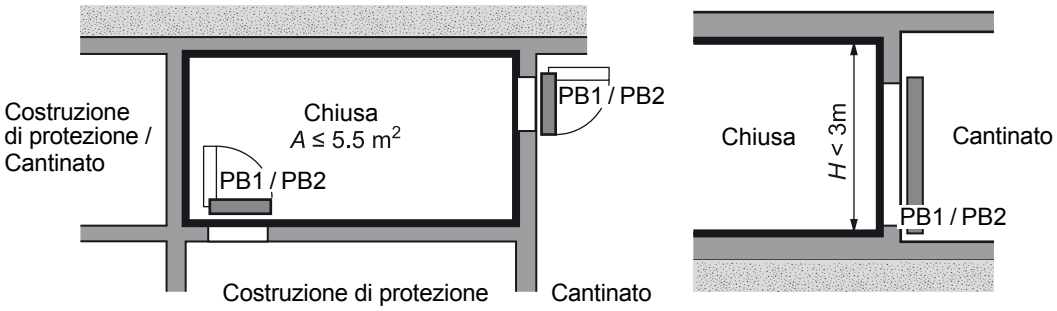


Figura 53: Elementi strutturali di una chiusa

10.1.1 Parete della chiusa con porta blindata

Una parete di una chiusa con una porta blindata deve essere suddivisa in singoli elementi costruttivi in base alla seguente Figura 54.

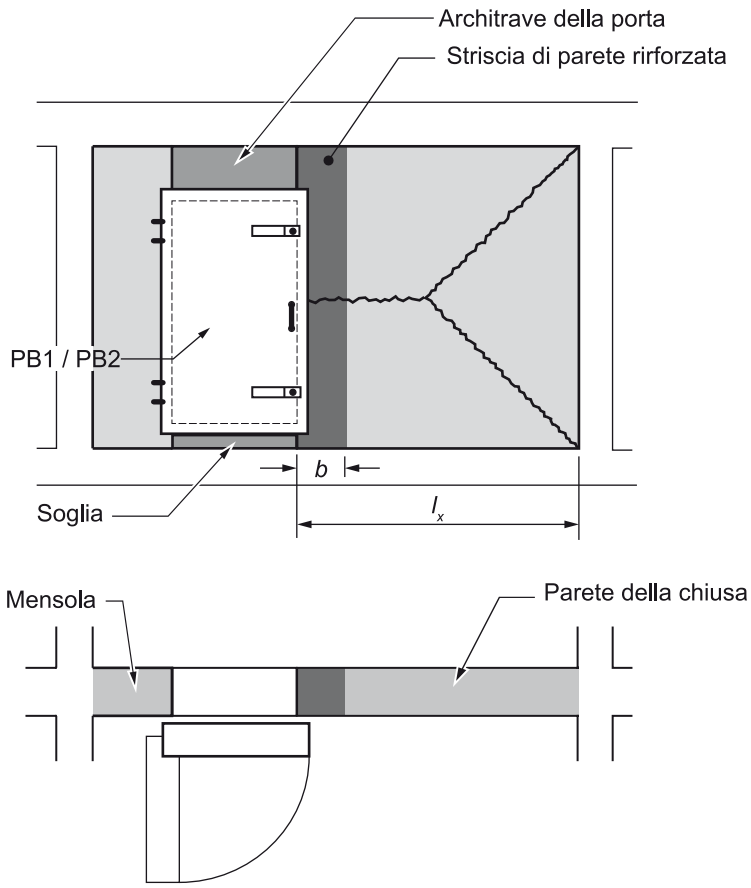


Figura 54 Parete della chiusa con porta blindata

I settori di parete con una lunghezza l_x = 0.5 - 3.5 m possono essere considerati come solette ancorate su tre appoggi lineari. Lungo il bordo libero dovrà essere realizzato un rinforzo con sei barre longitudinali munite di staffe di armatura secondo le Tabella 16 e Tabella 17.

I settori di parete con l_x < 0.5 m vengono considerati come mensole portanti in senso orizzontale.

L'armatura viene indicata in nelle le Tabella 16 e Tabella 17. Le barre longitudinali e le staffe per il rinforzo del bordo hanno generalmente un interasse s = 150 mm. Le staffe del rinforzo del bordo devono racchiudere l'armatura longitudinale.

Gli elementi di parete della chiusa sono soggetti a sollecitazione a flessione e a trazione. Lungo i bordi e per ogni lato si deve prevedere un'armatura di taglio come indicati nelle le Tabella 16 e Tabella 17. L'armatura deve essere situata all'interno di una striscia con una larghezza pari a l/4 (l = altezza parete). La percentuale minima di armatura è pari a ρ_w = 0.15 %. La distanza delle staffe è pari a s = 150 mm.

Per l'architrave e la soglia dovrà essere prevista un'armatura costruttiva minima.

Tabella 16 Armatura della parete della chiusa per $q_k \leq 150$ kN/m^2, distanza della barra s = 150 mm

Altezza parete l_y [m]		≤ 2.5			2.5 - 3.0		
Spessore della parete h_W [mm]		300 - 350		> 350 [1)]	300 - 350		> 350 [1)]
Lunghezza parete l_x [m]		≤ 0.5	0.5 - 3.5		≤ 0.5	0.5 - 3.5	
Armatura parete	ø orizzontale	10	10	12	10	10	12
	ø verticale	10	10	12	10	10	12
Rinforzo del bordo	ø verticale	-	2x3x14	2x3x14	-	2x3x16	2x3x14
	ø staffa	-	10	10	-	12	10

[1)] oppure, se determinante, percentuale minima di armatura

Tabella 17 Armatura della parete perimetrale della costruzione di protezione e della chiusa per q_k = 150 - 240 kN/m^2, distanza delle barre s = 150 mm

Altezza parete l_y [m]		≤ 2.5			2.5 - 3.0		
Spessore della parete h_W [mm]		300 - 350		> 350 [1)]	300 - 350		> 350 [1)]
Lunghezza parete l_x [m]		≤ 0.5	0.5 - 3.5		≤ 0.5	0.5 - 3.5	
Armatura parete	ø orizzontale	12	10	12	12	12	12
	ø verticale	10	10	12	10	12	12
Rinforzo del bordo	ø verticale	-	2x3x16	2x3x16	-	2x3x20	2x3x18
	ø staffa	-	12	10	-	14	12

[1)] oppure, se determinante, percentuale minima di armatura

10.1.2 Parete della chiusa senza porte blindate, soletta e platea

Le pareti della chiusa interrate e le pareti della chiusa senza porte blindate con un'altezza $H \leq 3{,}0$ m, le solette e le platee dovranno essere armate in entrambe le direzioni nel seguente modo, in funzione dell'azione q_k:

$q_k \leq 150$ kN/m^2 : ø 10, s = 150 mm

$150 < q_k \leq 200$ kN/m^2 : ø 12, s = 150 mm

rispettando una percentuale minima di armatura di $\rho_{min} = 0.18$ %.

Le pareti della chiusa sono soggette a sollecitazione a flessione e a trazione. Sui bordi si deve includere con una larghezza di $l/4$ (l = altezza parete) su entrambi i lati una armatura di taglio ø 10, s = 150 mm. La percentuale minima di armatura è pari a $\rho_w = 0.15$ %. La distanza delle staffe è pari a $s = 150$ mm.

10.1.3 Esempio di disposizione dell'armatura nelle chiuse

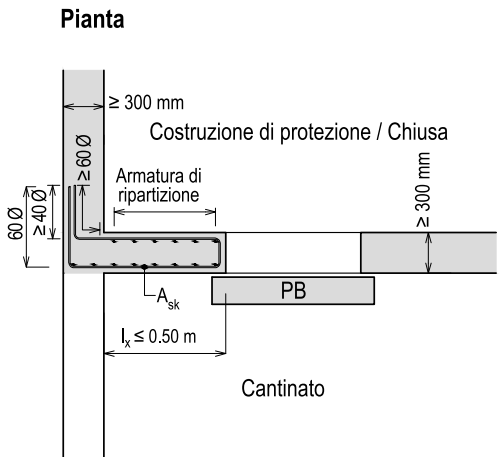


Figura 55: Mensola a parete

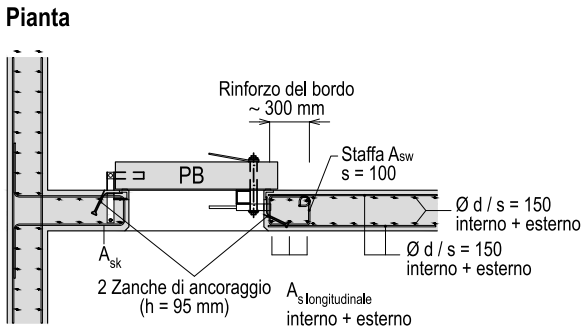


Figura 56: Dettaglio della porta blindata

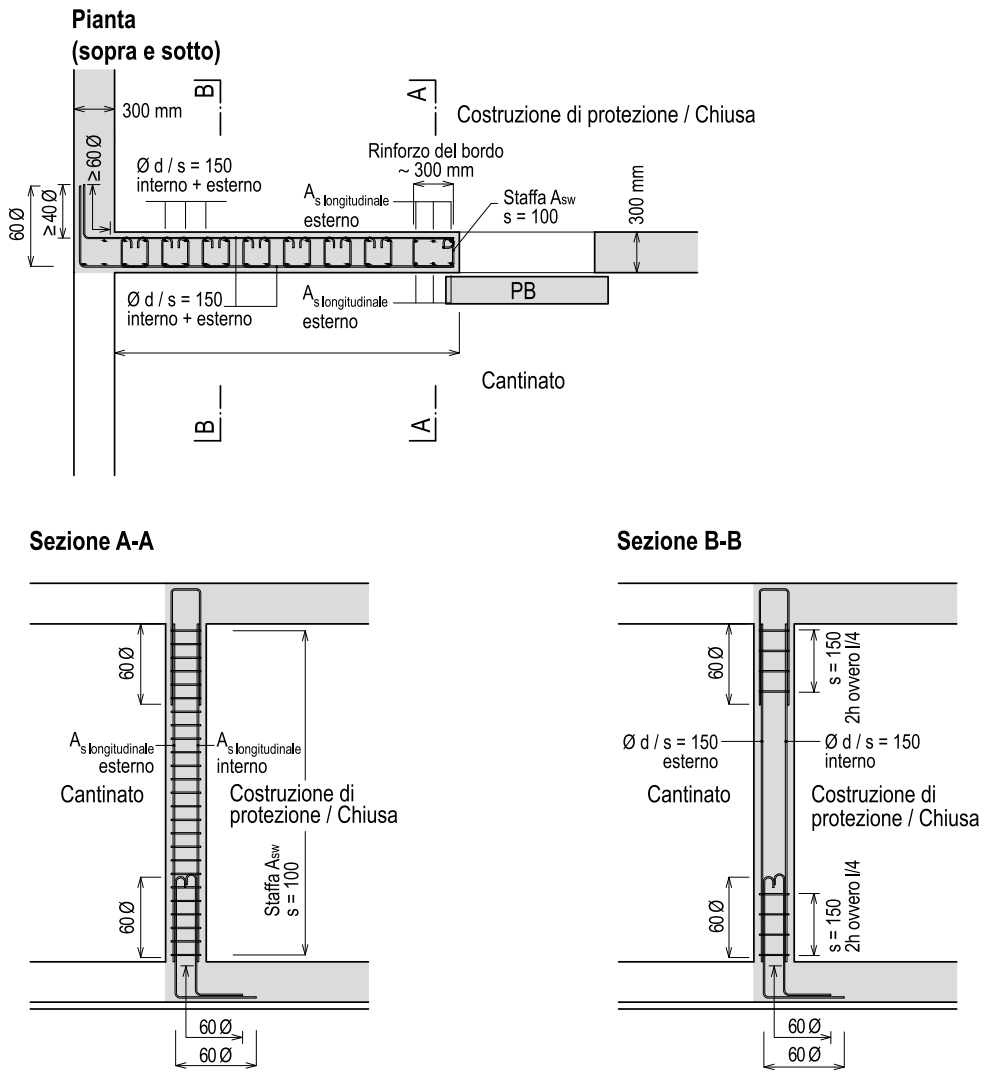


Figura 57 Armatura di parete con rinforzo del bordo

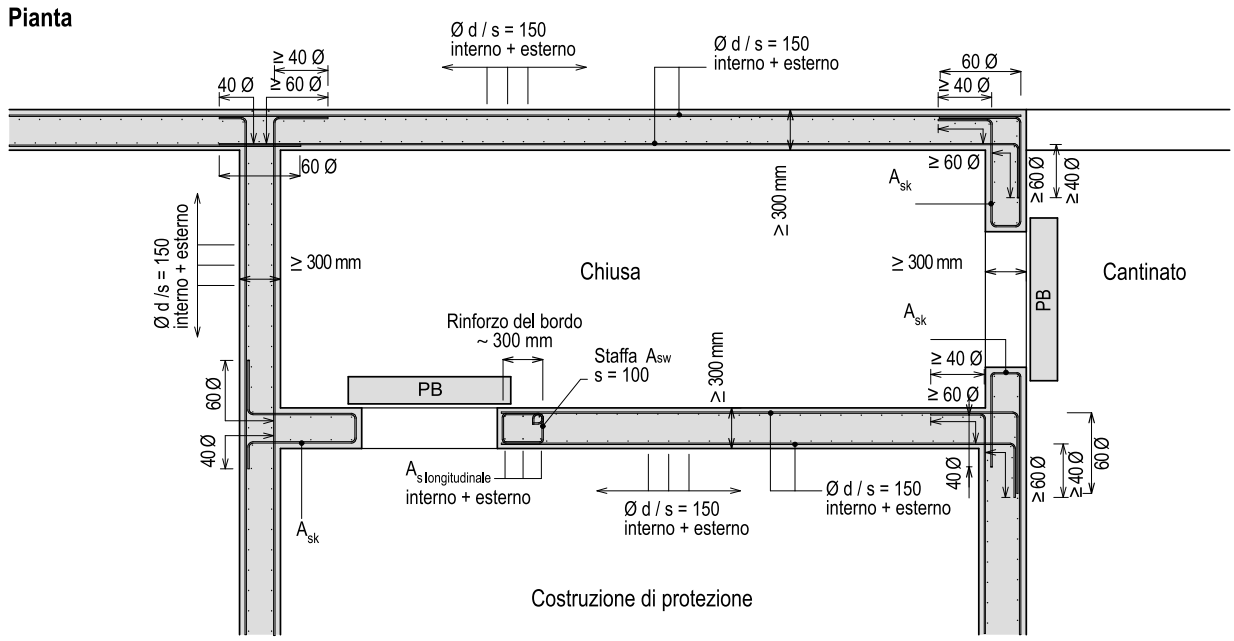


Figura 58 Pianta dell'armatura parete (staffe nelle pareti non indicate)

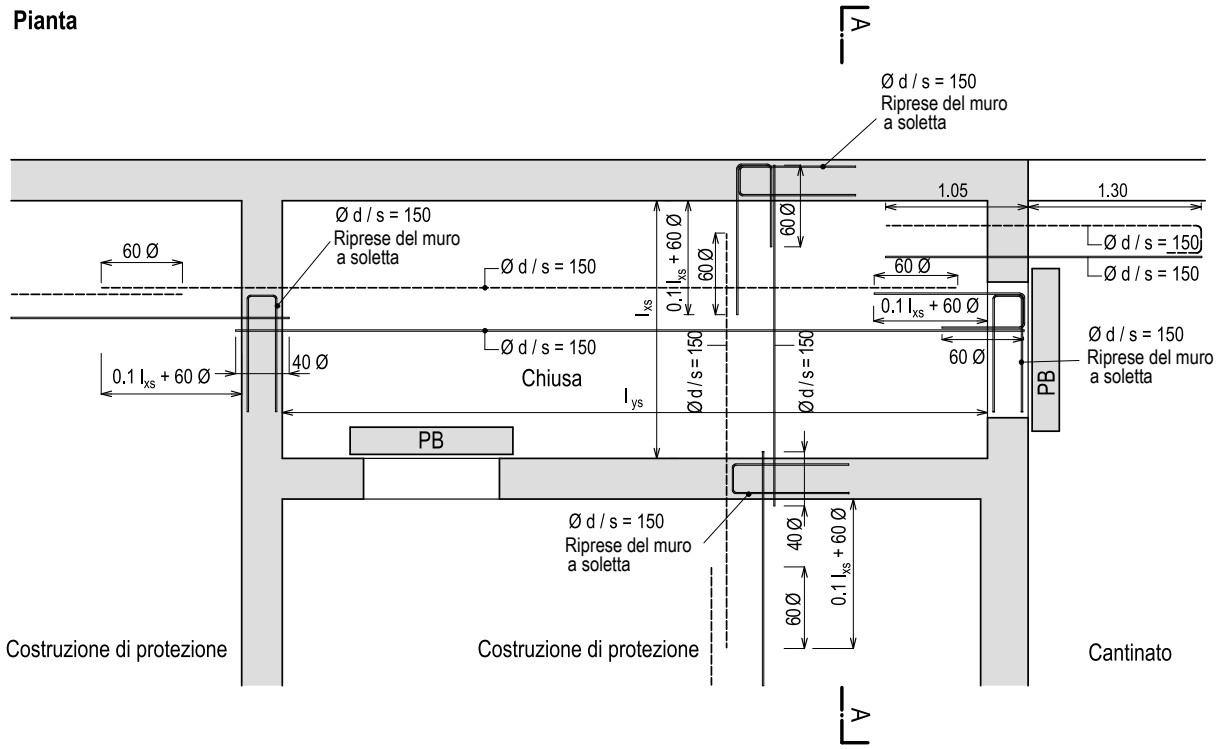


Figura 59 Armatura della soletta

Pianta

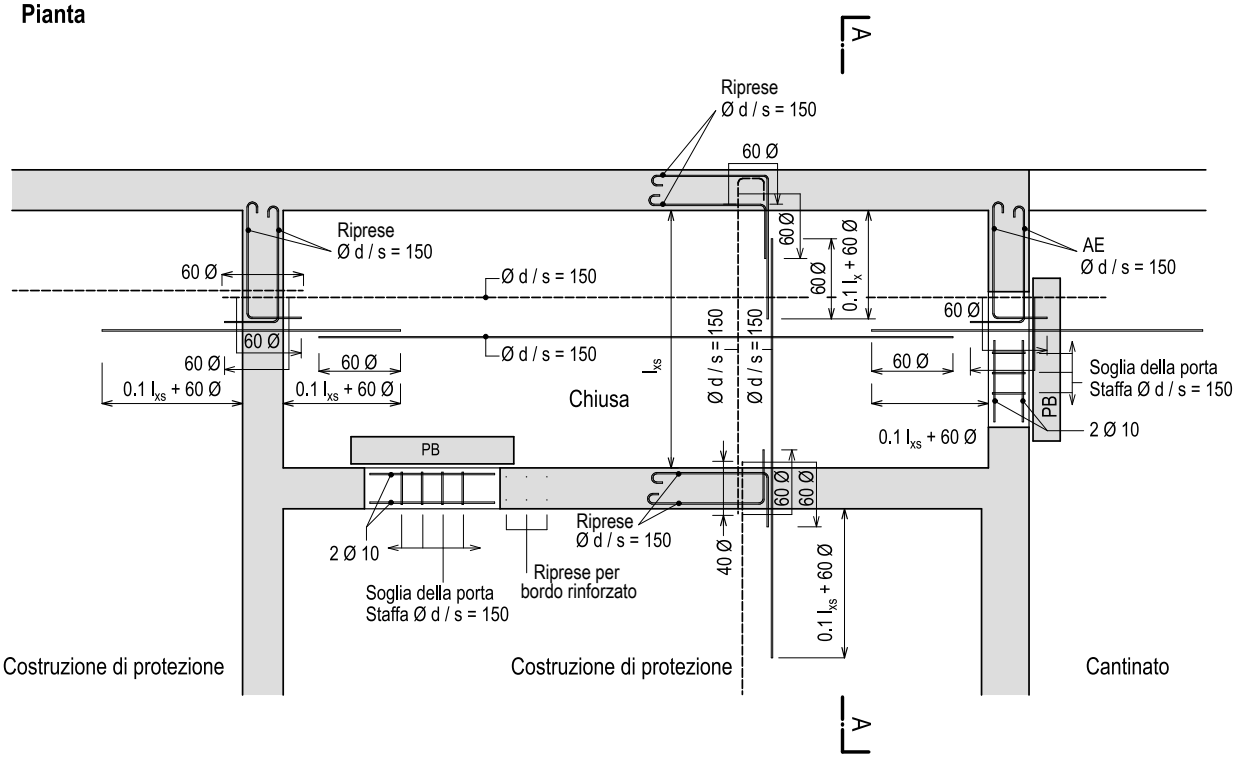


Figura 60 Armatura della platea

Sezione A - A

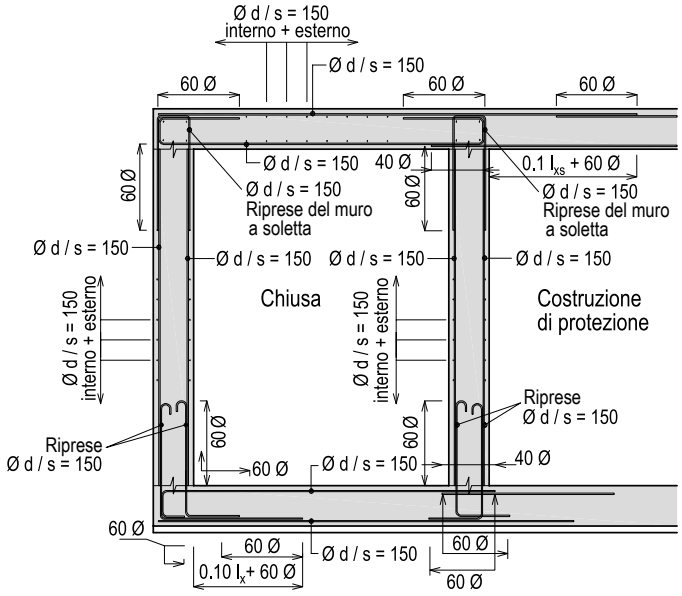


Figura 61 Sezione della chiusa con un'armatura della soletta alternativa a quella illustrata alla Figura 59 (staffe nelle pareti non indicate)

10.2 Soletta rinforzata sopra l'entrata per la protezione dalle macerie

Le solette dei locali adiacenti non protetti dovranno essere rinforzate localmente in corrispondenza delle entrate delle costruzioni di protezione per proteggerle dalle macerie. La soletta dovrà essere dimensionata per un carico esercitato dalle macerie di 100 kN/m^2. L'armatura minima ***inferiore*** nella direzione portante è pari a 0.18 %.

Nei locali adiacenti stretti o nei corridoi con una luce $l \leq 2.50$ m si dovrà prevedere una striscia di soletta e con uno spessore minimo di 200 mm e una larghezza di almeno 2.00 m per la protezione dalle macerie (Figura 62).

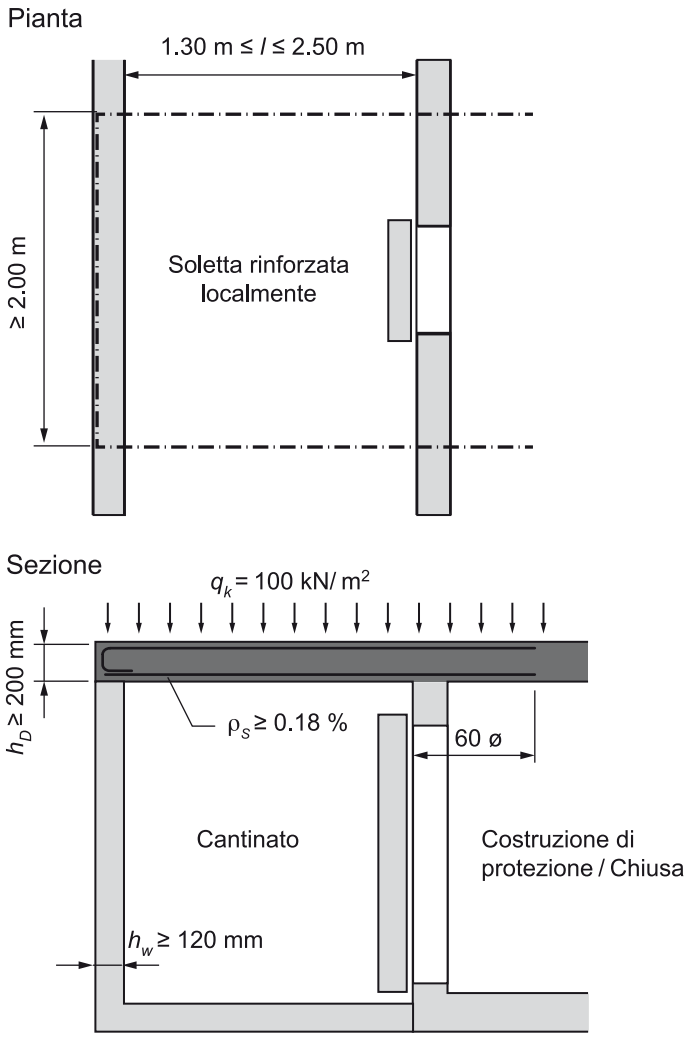


Figura 62 *Soletta rinforzata come protezione dalle macerie all'entrata della costruzione di protezione (striscia di soletta a sopra il cantinato non protetto)*

Per i locali adiacenti con una luce superiore a 2.50 m, una parte della soletta sopra il locale non protetto deve essere realizzata come soletta a mensola con l'armatura secondo Figura 63.

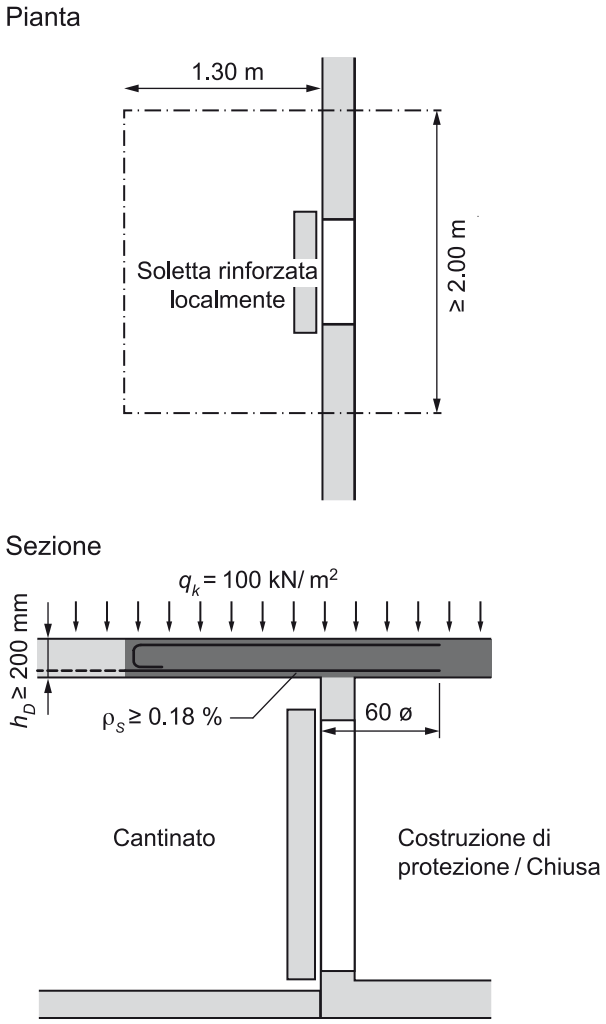


Figura 63 *Soletta rinforzata come protezione dalle macerie all'entrata della costruzione di protezione (soletta sopra il cantinato non protetto)*

11 Adattamento o riammodernamento di vecchie costruzioni di protezione

È stato realizzato un numero elevato di costruzioni di protezione prima dell'emissione delle Istruzioni Tecniche ITRP 1966, ITO 1977, ITRS 1982 e ITRP 1984. Queste costruzioni di protezione non rispettano o rispettano solo in parte le specifiche contenute in queste istruzioni. Le vecchie costruzioni di protezione disseminate in tutta la Svizzera sono state valutate in base alle Istruzioni sulla classificazione qualitativa dei rifugi esistenti (QE 1991 Rifugi) e alla Classificazione qualitativa degli impianti esistenti e dei rifugi speciali (QE 1996 Impianti) e sono state suddivise nelle tre seguenti categorie:

- Classificazione generale A = di pieno valore
- Classificazione generale B = rinnovabile
- Classificazione generale C = non rinnovabile

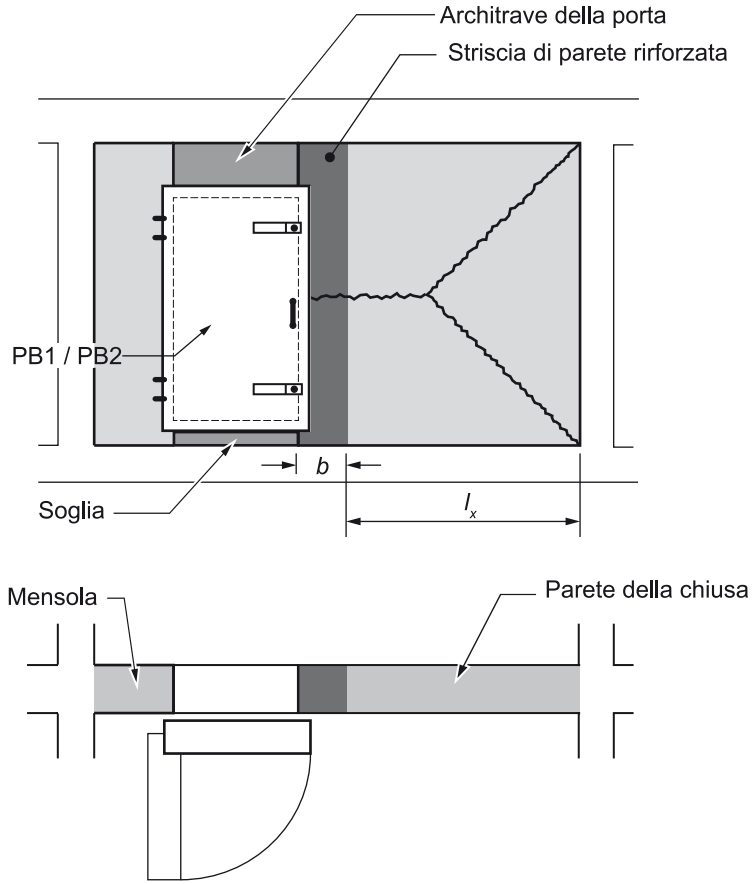
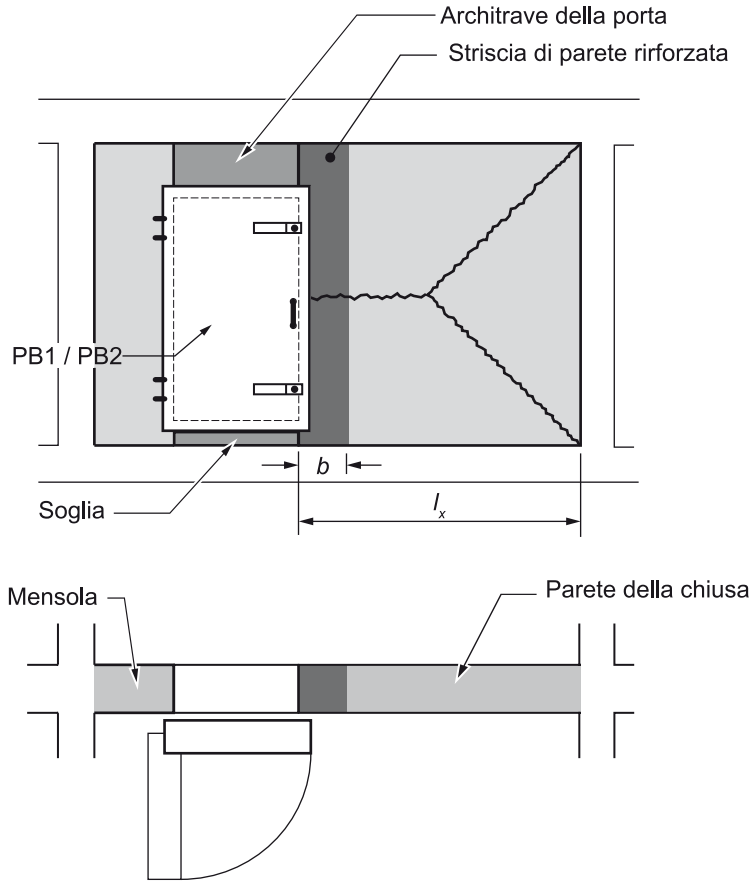
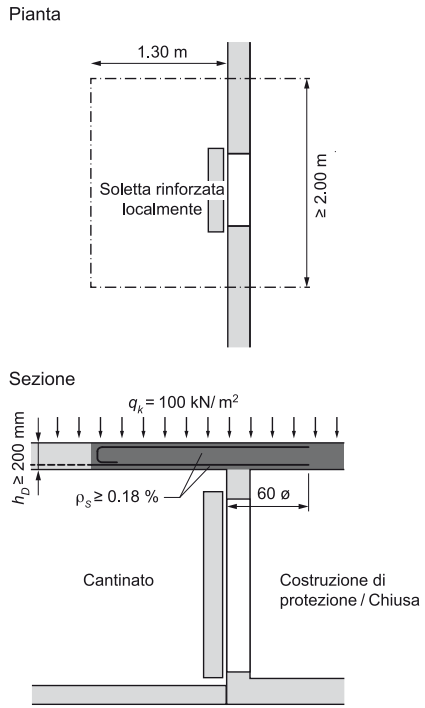
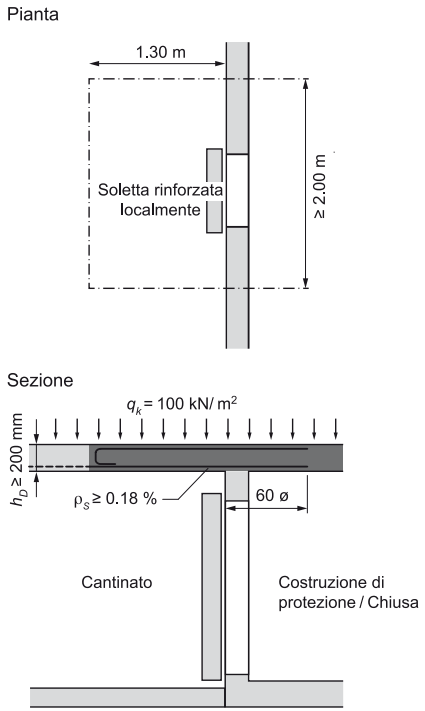
Se le costruzioni di protezione più vecchie vengono adattate o rimodernate, dovranno essere applicate le Istruzioni per il rimodernamento delle costruzioni di protezione fino a 200 posti protetti (ITR 1994 Rifugi) o le Istruzioni Tecniche per il rimodernamento di impianti e dei rifugi speciali (ITR 1997 Impianti). Le presenti istruzioni tecniche sono applicabili per la progettazione e il dimensionamento di nuove costruzioni di protezione. I valore delle resistenze dei materiali saranno eventualmente adatti ai materiali utilizzati al momento della costruzione.

12 Erratum

<table>
<tr><th>Capitolo
Figura
Tabella</th><th>**Testo originale**
(Gli errori sono evidenziati in grassetto e barrati)</th><th>**Correzione**
(Le correzioni sono evidenziate in grassetto e corsivo)</th></tr>
<tr><td>Cap. 5.2.2
Fig. 8</td><td>AW : Superficie dei muri esterni</td><td>AW : Superficie dei muri esterni ***(aperture comprese)***</td></tr>
<tr><td>Cap. 6.1.3
Tab. 4.</td><td>
<table>
<tr><th colspan="2">Metodo statico</th></tr>
<tr><td colspan="2">Flessione</td><td>Φ = 1,2</td></tr>
<tr><td colspan="2">Taglio e punzonamento</td><td>Φ = 2,0</td></tr>
<tr><th colspan="3">Metodo cinematico</th></tr>
<tr><td colspan="2">Flessione (carico limite a flessione q_{Rd})</td><td>Φ = 1,2</td></tr>
<tr><td>Taglio</td><td>con carico limite a flessione q_{Rd}
ma al massimo con $q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$ con</td><td>Φ = 2,0</td></tr>
</table>
</td><td>
<table>
<tr><th colspan="2">Metodo statico</th></tr>
<tr><td colspan="2">Flessione</td><td>Φ = 1.2</td></tr>
<tr><td colspan="2">Taglio e punzonamento</td><td>Φ = 2.0</td></tr>
<tr><th colspan="3">Metodo cinematico</th></tr>
<tr><td colspan="2">Flessione (carico limite a flessione q_{Rd})</td><td>Φ = 1.2</td></tr>
<tr><td>Taglio</td><td>con carico limite a flessione q_{Rd}</td><td></td></tr>
<tr><td></td><td>ma al massimo con $q_{d,max} = gk + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$ con</td><td>Φ = 2.0</td></tr>
</table>
</td></tr>
<tr><td>Cap. 6.4.1
Tab. 6</td><td>
<table>
<tr><th rowspan="3"></th><th rowspan="3">Valori di dimensionamento delle azioni esercitate dal terreno di fondazione</th><th colspan="3">Tipo di terreno di fondazione</th></tr>
<tr><th colspan="2">I_a, II_{duro} / I_b, I_c, I_d, II_{molle}</th><th>III</th></tr>
<tr><th colspan="2">Fondazioni piane</th><th>Fondazioni piane realizzate direttamente su roccia o su terreni sciolti duri</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Platea sotto una trama di pareti</td><td>q_{0d}</td><td>δ = 0,5</td><td>δ = 1,0</td><td rowspan="2">Dimensionamento come fondazioni continue</td></tr>
<tr><td>q_{sd}</td><td>~~δ = 2,5~~</td><td>δ = 0,0</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Platea sotto una trama di pilastri</td><td>q_{0d}</td><td>δ = 0,5</td><td>δ = 1,0</td><td rowspan="2">Dimensionamento come fondazione singola</td></tr>
<tr><td>q_{sd}</td><td>~~δ = 2,5~~</td><td>δ = 0,0</td></tr>
</table>
</td><td>
<table>
<tr><th rowspan="3"></th><th rowspan="3">Valori di dimensionamento delle azioni esercitate dal terreno di fondazione</th><th colspan="3">Tipo di terreno di fondazione</th></tr>
<tr><th colspan="2">I_a, II_{duro} / I_b, I_c, I_d, II_{molle}</th><th>III</th></tr>
<tr><th colspan="2">Fondazioni piane</th><th>Fondazioni piane realizzate direttamente su roccia o su terreni sciolti duri</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Platea sotto una trama di pareti</td><td>q_{0d}</td><td>δ_{0d} = 0.5</td><td>δ_{0d} = 1.0</td><td rowspan="2">Dimensionamento come fondazioni continue</td></tr>
<tr><td>q_{sd}</td><td>***δ_{sd} = 1.39***</td><td>δ_{sd} = 0.0</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Platea sotto una trama di pilastri</td><td>q_{0d}</td><td>δ_{0d} = 0.5</td><td>δ_{0d} = 1.0</td><td rowspan="2">Dimensionamento come fondazione singola</td></tr>
<tr><td>q_{sd}</td><td>***δ_{sd} = 1.39***</td><td>δ_{sd} = 0.0</td></tr>
</table>
$$\delta_{sd} = \frac{l_x \cdot l_y}{A_{sd}} = 1.39$$
A_{sd} : superficie sulla quale agisce q_{sd}
</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th>Capitolo
Figura
Tabella</th><th>Testo originale
(Gli errori sono evidenziati in grassetto e barrati)</th><th>Correzione
(Le correzioni sono evidenziate in grassetto e corsivo)</th></tr>
<tr><td>Cap. 6.4.1
(Terreno di fondazione di tipo I_a o II_{duro})</td><td>Con il metodo cinematico con una trama di pareti con carico uniformemente ripartito sull'intera platea, il calcolo può essere eseguito con il coefficiente di ripartizione δ = 0.6</td><td>Con il metodo cinematico con una trama di pareti con carico uniformemente ripartito sull'intera platea, il calcolo può essere eseguito con il coefficiente di ripartizione $\boldsymbol{\delta_{cin}}$ = 0.6.</td></tr>
<tr><td>Cap. 6.9.2</td><td>$q_k = \pm \frac{a_v}{g_e} \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cancel{+} q_{ki}\right)$</td><td>$q_k = \pm \frac{a_v}{g_e} \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}\right)$</td></tr>
<tr><td>Cap. 7.7.3
Tab. 14</td><td>
<table>
<tr><th>Elemento strutturale</th><th>Spessore
h [mm]</th><th>Sollecitazione[1)]
q_d [kN/m^2]</th><th colspan="2">Superficie (luce)
A [m^2]</th></tr>
<tr><td>Solette</td><td>300
350
400</td><td>≤ 130
≤ 135
≤ 140</td><td colspan="2">≤ 26
≤ 30
≤ 34</td></tr>
<tr><td>Pareti</td><td colspan="2">Altezza della perete
l [m]</td><td>l ≤ 2.5</td><td>l ≤ 3.0</td></tr>
<tr><td>Pareti, completamente interrate</td><td>300</td><td>≤ 150
≤ 200</td><td>-
≤ 10</td><td>≤ 22
≤ 10</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Pareti esterne non completamante interrare adiacenti un cantinato</td><td>300</td><td>≤ 120
≤ 150
≤ 180</td><td>-
-
≤ 14</td><td>–
≤ 20
≤ 12</td></tr>
<tr><td>400</td><td>≤ 120
≤ 180
≤ 280</td><td>-
≤ 12
≤ 10</td><td>-
≤ 24
≤ 10</td></tr>
<tr><td><s>Pareti intermedie</s></td><td><s>200</s></td><td>–</td><td>–</td><td>–</td></tr>
<tr><td>Platee</td><td>250
300
350</td><td>≤ 160
≤ 160
≤ 160</td><td colspan="2">≤ 16
≤ 20
≤ 24</td></tr>
</table>
[1)] q_d con $A_d = \Phi \cdot q_k$ e Φ = 1.2
</td><td>
<table>
<tr><th>Elemento strutturale</th><th>Spessore
h [mm]</th><th>Sollecitazione[1)]
q_d [kN/m^2]</th><th colspan="2">Superficie (luce)
A [m^2]</th></tr>
<tr><td>Solette</td><td>300
350
400</td><td>≤ 130
≤ 135
≤ 140</td><td colspan="2">≤ 26
≤ 30
≤ 34</td></tr>
<tr><td>Pareti</td><td colspan="2">Altezza della parete
l [m]</td><td>l ≤ 2.5</td><td>l ≤ 3.0</td></tr>
<tr><td>Pareti, completamente interrate</td><td>300</td><td>≤ 150
≤ 200</td><td>-
≤ 10</td><td>≤ 22
≤ 10</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Pareti esterne non completamente interrare adiacenti un cantinato</td><td>300</td><td>≤ 120
≤ 150
≤ 180</td><td>-
-
≤ 14</td><td>-
≤ 20
≤ 12</td></tr>
<tr><td>400</td><td>≤ 120
≤ 180
≤ 280</td><td>-
≤ 12
≤ 10</td><td>-
≤ 24
≤ 10</td></tr>
<tr><td>Platee (carico uniformemente ripartito q_{0d}) [2)]</td><td>250
300
350</td><td>≤ 160
≤ 160
≤ 160</td><td colspan="2">≤ 16
≤ 20
≤ 24</td></tr>
</table>
[1)] q_d con $A_d = \Phi \cdot q_k$ e Φ = 1.2; [2)] ***per tutti i tipi di terreno di fondazione***
</td></tr>
</table>

<table>
<tr><th>Capitolo
Figura
Tabella</th><th>Testo originale
(Gli errori sono evidenziati in grassetto e barrati)</th><th>Correzione
(Le correzioni sono evidenziate in grassetto e corsivo)</th></tr>
<tr><td>Cap. 7.7.3
Tab. 15</td><td>
<table>
<tr><th>Elemento strutturale</th><th>Sollecitazione
q_d [kN/m^2]</th><th>Luce lato
minore [m]</th><th>Spessore
h [mm]</th></tr>
<tr><td>Solette</td><td>140</td><td>2,0
2,5
3,0</td><td>300
350
400</td></tr>
<tr><td>Pareti, completamente interrate</td><td>140</td><td>2,5
3,0</td><td>350
450</td></tr>
<tr><td>Pareti autoportanti,
parte di apertura
parete esterna $\alpha \leq 0{,}25$</td><td>180</td><td>2,5
3,0</td><td>450
550</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Platee</td><td>80</td><td>2,0
2,5
3,0</td><td>200
250
300</td></tr>
<tr><td>160</td><td>2,0
2,5
3,0</td><td>350
400
450</td></tr>
</table>
</td><td>
<table>
<tr><th>Elemento strutturale</th><th>Sollecitazione
q_d [kN/m^2]</th><th>Luce lato
minore [m]</th><th>Spessore
h [mm]</th></tr>
<tr><td>Solette</td><td>140</td><td>2.0
2.5
3.0</td><td>300
350
400</td></tr>
<tr><td>Pareti, completamente interrate</td><td>140</td><td>2.5
3.0</td><td>350
450</td></tr>
<tr><td>Pareti autoportanti,
parte di apertura
parete esterna $\alpha \leq 0{,}25$</td><td>180</td><td>2.5
3.0</td><td>450
550</td></tr>
<tr><td>Pareti intermedie</td><td>–</td><td>–</td><td>200</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Platee
(carico uniformemente ripartito q_{0d})</td><td>80 1)</td><td>2.0
2.5
3.0</td><td>200
250
300</td></tr>
<tr><td>160 2)</td><td>2.0
2.5
3.0</td><td>350
400
450</td></tr>
</table>
1) Tipi di fondazione del terreno I_a / II_{dur} ;
2) Tipi di terreno di fondazione I_b / I_c / I_d / $II_{morbido}$
</td></tr>
<tr><td>Cap. 7.7.4
Fig. 38</td><td>$Q_{Rd} = \frac{\cancel{2}}{l_1 \cdot l_2}\left(M^{+}_{Rd} + \frac{M^{-}_{Rd1} \cdot l_2 + M^{-}_{Rd2} \cdot l_1}{l}\right)$</td><td>$Q_{Rd} = \frac{l}{l_1 \cdot l_2}\left(M^{+}_{Rd} + \frac{M^{-}_{Rd1} \cdot l_2 + M^{-}_{Rd2} \cdot l_1}{l}\right)$</td></tr>
<tr><td>Cap. 7.7.6</td><td>Se l'armatura rimane nello stato elastico, si può applicare l'equazione 38 della norma SIA 262.</td><td>Se l'armatura rimane nello stato elastico, si può applicare l'equazione 38 della norma SIA 262 :2013.</td></tr>
</table>

Capitolo Figura Tabella	**Testo originale** (Gli errori sono evidenziati in grassetto e barrati)	**Correzione** (Le correzioni sono evidenziate in grassetto e corsivo)
Cap. 8.5	Tutta l'armatura di flessione necessaria per riprendere gli sforzi massimi di flessione in campata nelle solette e nelle travi sarà prolungata fino agli appoggi dove sarà ancorata.	Tutta l'armatura di flessione necessaria per riprendere gli sforzi massimi di flessione in campata nelle solette e nelle travi sarà prolungata fino agli appoggi dove sarà ancorata. ***Non è consentito di sagomare l'armatura longitudinale (ferri piegati) per farla partecipare alla ripresa dello sforzo di taglio.***
Cap. 10.1.1 Fig. 54		

Capitolo Figura Tabella	**Testo originale** (Gli errori sono evidenziati in grassetto e barrati)	**Correzione** (Le correzioni sono evidenziate in grassetto e corsivo)
Cap. 10.2	~~**Le solette dei locali adiacenti non protetti dovranno essere rinforzate localmente in corrispondenza delle entrate delle costruzioni di protezione per proteggerle dalle macerie.**~~ ~~**Nei locali adiacenti stretti o nei corridoi con una luce *l* ≤ 2,50 m si dovrà prevedere una striscia di soletta e con uno spessore minimo di 200 mm e una larghezza di almeno 2,00 m per la protezione dalle macerie (Figura 62). La soletta dovrà essere dimensionata per un carico esercitato dalle macerie di 100 kN/m^2. L' armatura minima nella direzione portante è pari a 0,18 %.**~~	***Le solette dei locali adiacenti non protetti dovranno essere rinforzate localmente in corrispondenza delle entrate delle costruzioni di protezione per proteggerle dalle macerie. La soletta dovrà essere dimensionata per un carico esercitato dalle macerie di 100 kN/m^2. L'armatura minima inferiore nella direzione portante è pari a 0.18 %.*** ***Nei locali adiacenti stretti o nei corridoi con una luce l ≤ 2.50 m si dovrà prevedere una striscia di soletta e con uno spessore minimo di 200 mm e una larghezza di almeno 2.00 m per la protezione dalle macerie (Figura 62).***
Cap. 10.2 Fig. 62