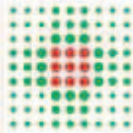


COMUNE DI BENTIVOGLIO



SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Bologna
Dipartimento Tecnico Patrimoniale

Istituto delle Scienze Neurologiche
Istituto di Ricovero e Cura a Carattere Scientifico

N° PROGR.



CONSEGNA

VERIFICA/VALIDAZIONE/APPROVAZIONE

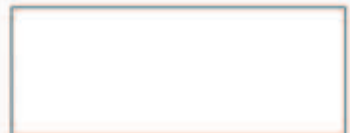
DATA E PROT.

DATA E PROT.

TIMBRI E FIRME DI ATTESTAZIONE DELLA VERIFICA/VALIDAZIONE

OSPEDALE DI BENTIVOGLIO NUOVO PRONTO SOCCORSO PROGETTO ESECUTIVO

SPAZIO RISERVATO PER APPROVAZIONE TITOLO EDILIZIO



PROGETTO ARCHITETTONICO

Ing. Fabio Penacchioni

PROGETTO STRUTTURALE

Ing. Daniele Biondi

PROPRIETA':
AZIENDA USL
DI BOLOGNA
DELEGATO CON DELIBERA
N. 275 del 26/10/2016

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

Studio AZ S.r.l.
Per. Ind. Loris Amaduzzi

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI

P.I. Leonardo Belloni

IL DIRETTORE DEL DIPARTIMENTO
TECNICO PATRIMONIALE
(Ing. Francesco Rainaldi)

DIRETTORE GENERALE
Dott. ssa Chiara Gibertoni

COORDINATORE SICUREZZA FASE PROGETTAZIONE

Geom. Umberta Ugolini

COORDINATORE SICUREZZA FASE ESECUZIONE

RESPONSABILE
UO Servizi Progettazione Edile
Ing. Franco Emiliani

RESPONSABILE PROCEDIMENTO
Ing. Francesco Rainaldi

PRESIDIO: **OSPEDALE DI BENTIVOGLIO**

INGEGNERIZZAZIONE BIM
Ing. Fabio Penacchioni
Geom. Daniele Dall'Olio

EDIFICIO: **NUOVO PRONTO SOCCORSO**

CODICE EDIFICIO
140

PIANO:

DIREZIONE LAVORI

ELABORATO:

ELABORATI OPERE EDILI
Cap.11 ELABORATI DESCRITTIVI

CODICE PROG.	ELAB. N.
PE	ED11.06

Relazione sui criteri di verifica degli elementi non strutturali

SOSTITUISCE IL N.
SOSTITUITO DAL N.

ARCHIVIO USL N.:

DATA:

Marzo 2017

SCALA:

REFERENTE AMMINISTRATIVO:

AGGIORNAMENTI

ARCHIVIO N.:

FILE:

MOD01 PsqB01 ADT
Rev. 5.1 del 26/10/2016

1		3	
2		4	

1. GENERALITA'

1.1 ONERI ED OBBLIGHI A CARICO DELL'IMPRESA ESECUTRICE

E' onere a carico dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto per la realizzazione degli elementi non strutturali, così come definiti nel DM 14.01.2008, il calcolo costruttivo a firma di tecnico abilitato per tutte le tipologie opera effettivamente realizzate in fase di esecuzione. Detta Relazione di calcolo deve essere sottoposta ad approvazione del Direttore dei Lavori prima della realizzazione delle opere stesse.

In conformità a quanto stabilito dalla circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici N. 617 del 02/02/2009, gli elementi non strutturali presenti nell'intervento per i quali dovranno essere forniti i calcoli di verifica sismica sono almeno i seguenti:

Componente	Note
Batterie per corrente elettrica di emergenza	Vedi calcolo a seguire in relazione
Guide dell'ascensore; Motori dell'ascensore; Quadri elettrici e di controllo dell'ascensore.	La verifica dovrà essere eseguita dal produttore dell'impianto ed essere allegata alla documentazione per l'accettazione del prodotto
Armadi telefonici; Armadi "Rack" dati.	
Unità esterne VRV in copertura; Unità trattamento aria; Serbatoi di accumulo;	Vedi calcoli tipo riportati in relazione
Reti di distribuzione idrica a soffitto; Canali di distribuzione aria primaria; Passerelle di distribuzione cavi elettrici.	Vedi calcoli tipo riportati in relazione
Controsoffitti inerti Sistemi radianti a soffitto Corpi illuminanti a soffitto Fan-coil, anemostati, ecc. a soffitto	Vedi calcoli tipo riportati in relazione
Pareti divisorie interne Pareti di tamponamento in facciata	Vedi calcoli tipo riportati in relazione

1.2 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle sollecitazioni, i dimensionamenti e le verifiche di resistenza vengono condotti tenuto conto delle prescrizioni fornite dalle norme seguenti:

- D.M. 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni", Ministero delle Infrastrutture.
- Circolare 02/02/2009 n.617, "Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni' , di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008", Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

1.3 PARAMETRI DI RIFERIMENTO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DELLA INTENSITA' DELL'AZIONE SISMICA

La valutazione dell' intensità dell' azione sismica viene sviluppata con riferimento ai parametri seguenti:

Vita nominale:

$$VN = 100 \text{ anni}$$

Coefficiente d' uso della costruzione:

$$C_u = 2.00$$

Periodo di riferimento per la valutazione dell' azione sismica :

$$VR = 200 \text{ anni}$$

Terreno:

categoria C

Condizioni topografiche:

categoria T1

Fattore di struttura (per il fabbricato):

$$q = 3.30$$

Fattore di struttura (per le opere di fondazione):

$$q = 1.00$$

Pericolosità sismica di base del sito:

Le figure riportate alle pagine seguenti illustrano:

- la pericolosità sismica di base del sito,
- la strategia di progettazione,
- lo spettro di progetto elastico ed i relativi parametri,
- gli spettri ed i parametri per gli stati limite SLV, SLD ed SLO.

INTRO

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel **SPETTRI-NTC** fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);

FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;

FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 11,418	LATITUDINE 44,8355	
<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Emilia-Romagna	PROVINCIA Bologna	COMUNE Bentivoglio

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Controllo sul reticolo

Già entro il reticolo
 Integrazione su 3 nodi
 Integrazione esatta

Intervallazione:
superficie rigata

Nodi del reticolo attorno al sito

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

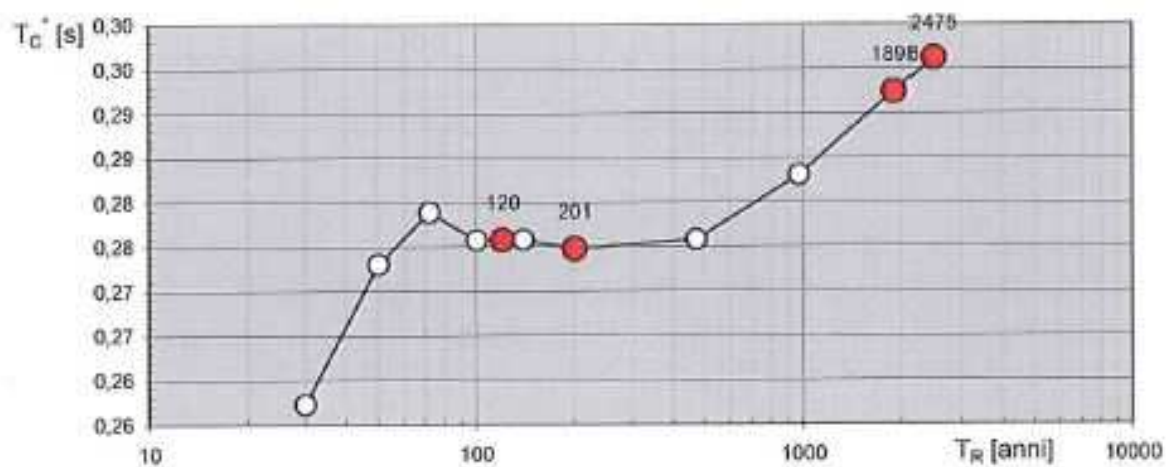
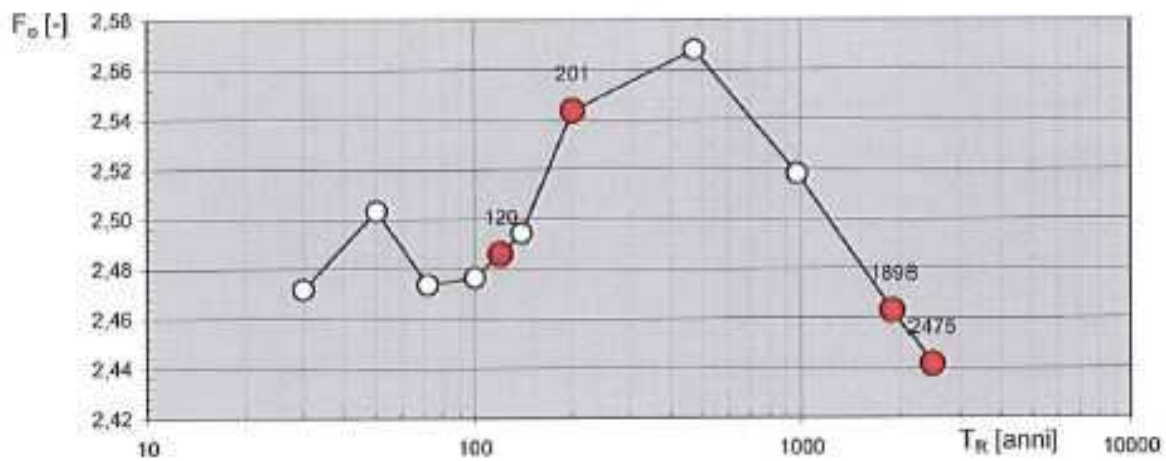
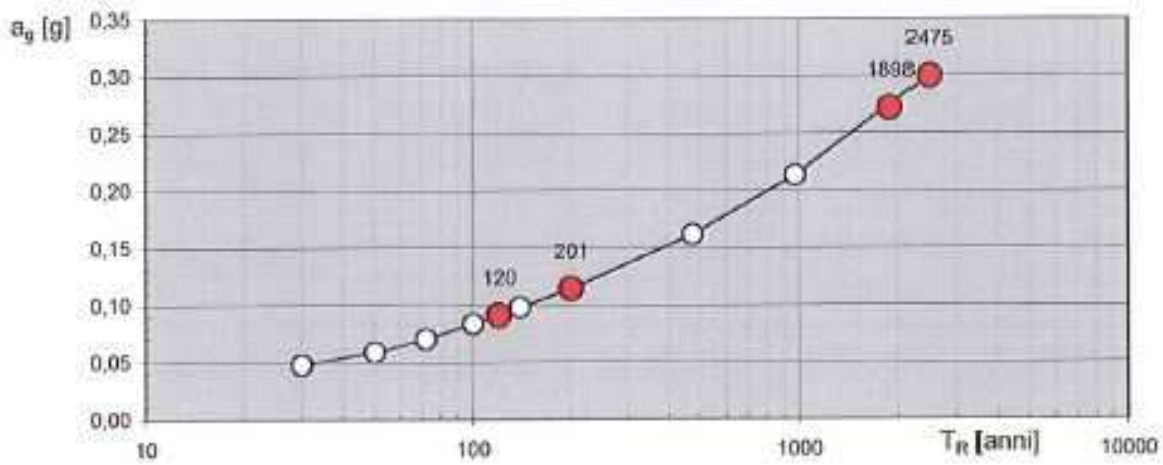
INTRO

FASE 1

FASE 2

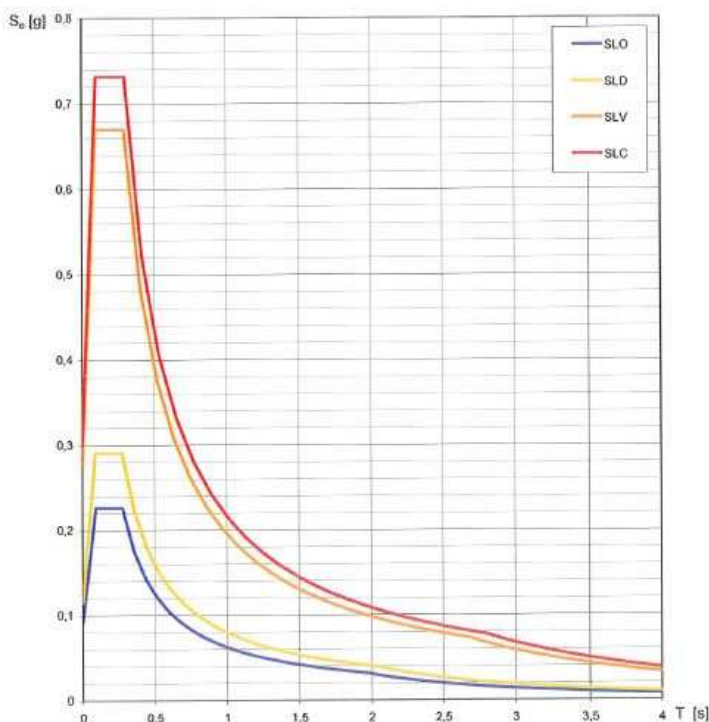
FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_c^* in funzione del periodo di ritorno T_R



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Valori dei parametri a_g , F_{or} , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_{or} [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,091	2,486	0,276
SLD	201	0,114	2,544	0,275
SLV	1898	0,272	2,463	0,292
SLC	2475	0,300	2,441	0,296

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N [10]

Coefficiente (fuso) della costruzione - c_d [10]

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R [10]

Periodi di ritorno per la definizione dell' azione sismica (in anni) - T_R [10]

Stati limite di esercizio - SLE { SLD - $P_{VE} = 81\%$
 SLD - $P_{VE} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VE} = 10\%$
 SLC - $P_{VE} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafico parametri azione
- Grafico spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- - - □ - - - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_{21} = 1,250$ $C_{01} = 1,575$ info
 Categoria topografica: **TI** info $I_{01} = 0,000$ $S_{22} = 1,000$ info
prova con analisi non lineare

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) $\beta = 5$ $\eta_1 = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLI) $\beta = 3,3$ Regoli in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto $\beta = 1,5$ $\eta_1 = 0,667$ info

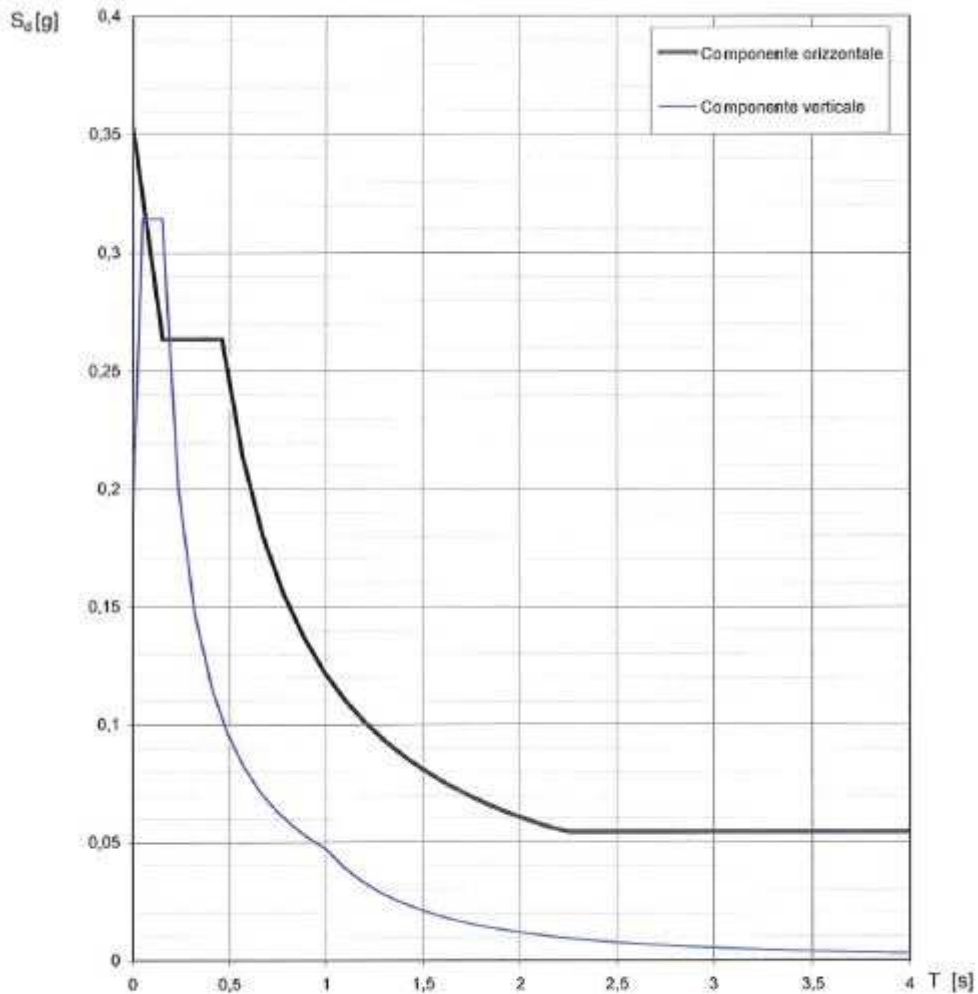
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta S_{av} [g]
 Parametri e punti spettri di risposta S_{av} [g] β [g]

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,272 g
F_{Rk}	2,463
T_C	0,292 s
S_B	1,298
C_C	1,575
S_T	1,000
q	3,300

Parametri dipendenti

S	1,298
η	0,303
T_B	0,154 s
T_C	0,461 s
T_D	2,688 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.8; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,353
$T_B \leftarrow$	0,154	0,263
$T_C \leftarrow$	0,461	0,263
	0,567	0,214
	0,673	0,180
	0,779	0,156
	0,885	0,137
	0,991	0,122
	1,097	0,111
	1,203	0,101
	1,309	0,093
	1,415	0,086
	1,521	0,080
	1,627	0,075
	1,733	0,070
	1,839	0,066
	1,945	0,062
	2,052	0,059
	2,158	0,056
	2,264	0,054
	2,370	0,054
	2,476	0,054
	2,582	0,054
$T_D \leftarrow$	2,688	0,054
	2,750	0,054
	2,813	0,054
	2,875	0,054
	2,938	0,054
	3,000	0,054
	3,083	0,054
	3,125	0,054
	3,188	0,054
	3,250	0,054
	3,313	0,054
	3,375	0,054
	3,438	0,054
	3,500	0,054
	3,563	0,054
	3,625	0,054
	3,688	0,054
	3,750	0,054
	3,813	0,054
	3,875	0,054
	3,938	0,054
	4,000	0,054

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell'

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLD** info

Risposta sismica locale
 Categoria di assetto: **C** info $S_a = 1,500$ $C_d = 1,500$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h_{31} = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
Indice di massa topografica

Componente orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ [%]: **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SIU) Fattore q : **3,3** Regola di riduzione: **gi** info

Componente verticale
 Spettro di progetto: Fattore q : **1,5** $\eta = 0,567$ info

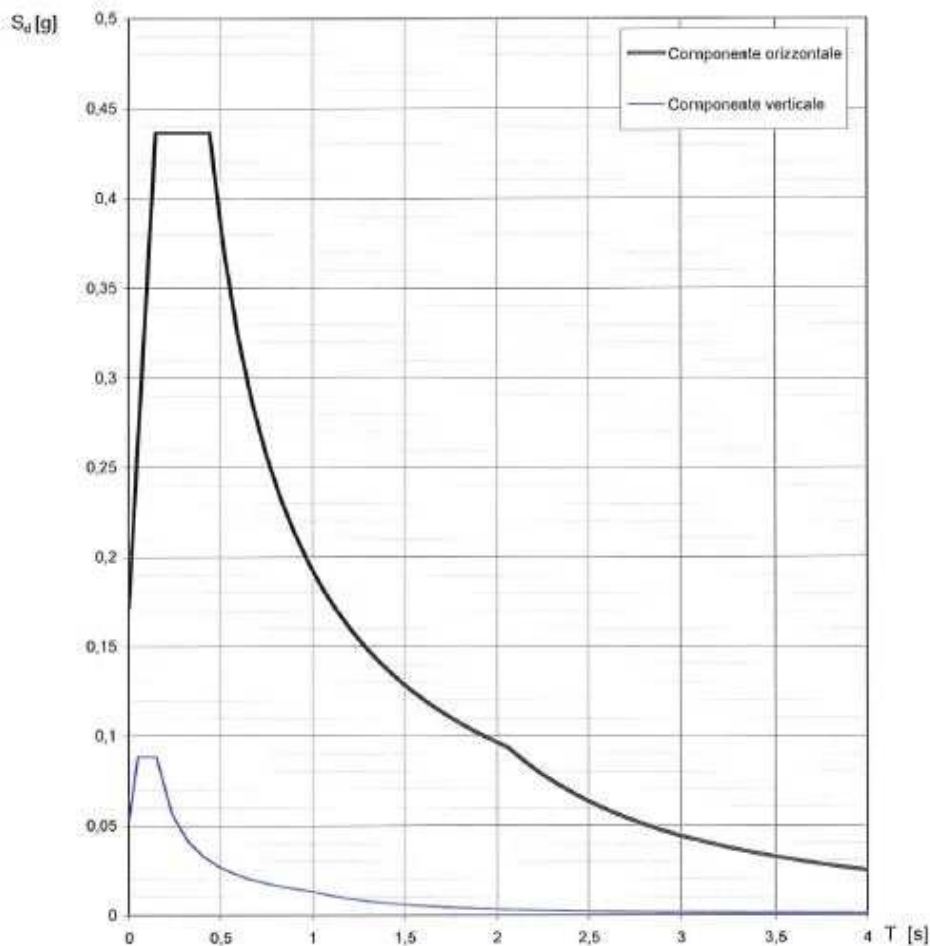
Elaborazioni
 Gruppi spettri di risposta: $S_{a,or}$ [g]
 Parametri e punti spettri di risposta: $S_{a,ver}$ [g]
 $S_{a,el}$ [g]

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,114 g
F_o	2,544
T_c	0,275 s
S_s	1,500
C_c	1,608
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,442 s
T_D	2,057 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultime è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,172
$T_B \leftarrow$	0,147	0,436
$T_C \leftarrow$	0,442	0,436
	0,519	0,372
	0,596	0,324
	0,673	0,287
	0,750	0,257
	0,827	0,233
	0,903	0,213
	0,980	0,197
	1,057	0,182
	1,134	0,170
	1,211	0,159
	1,288	0,150
	1,365	0,141
	1,442	0,134
	1,519	0,127
	1,596	0,121
	1,673	0,115
	1,750	0,110
	1,827	0,106
	1,904	0,101
	1,981	0,097
$T_D \leftarrow$	2,057	0,094
	2,150	0,086
	2,242	0,079
	2,335	0,073
	2,427	0,067
	2,520	0,062
	2,612	0,058
	2,705	0,054
	2,797	0,051
	2,890	0,047
	2,982	0,045
	3,075	0,042
	3,167	0,040
	3,260	0,037
	3,352	0,035
	3,445	0,033
	3,537	0,032
	3,630	0,030
	3,722	0,029
	3,815	0,027
	3,907	0,026
	4,000	0,025

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLD** (nullo)

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** (nullo) $S_{a1} = 1,500$ $C_u = 1,605$ (nullo)
 Categoria topografica: **T1** (nullo) $I_{M1} = 0,000$ $S_{a2} = 1,000$ (nullo)
q = q₁ × I_M × I_T

Componente orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1,000$ (nullo)
 Spettro di progetto inelastico (SII) Fattore μ : **5,3** Regime di elasticità: **el** (nullo)

Componente verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1,5** $\eta = 0,667$ (nullo)

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

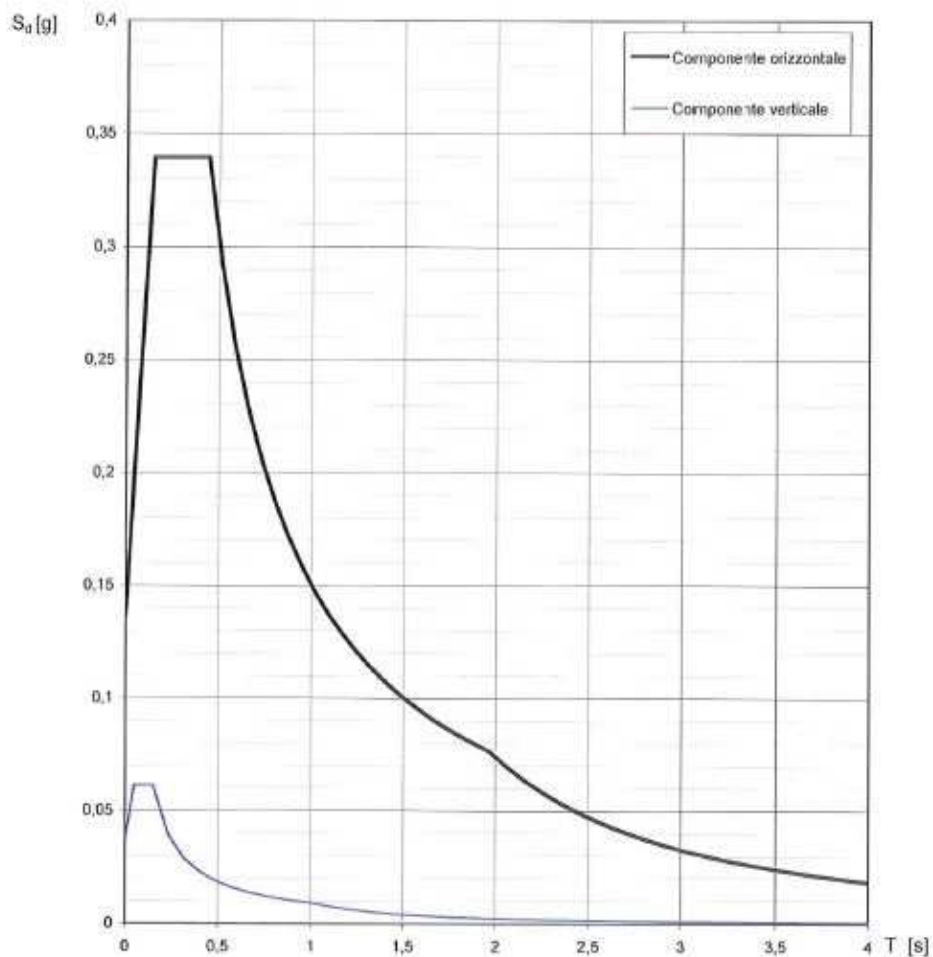
Spettri di risposta

S_{a1} [g]
 S_{a2} [g]
 S_{a3} [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0,091 g
F_o	2,486
T_c	0,276 s
S_g	1,500
C_c	1,605
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,148 s
T_C	0,443 s
T_D	1,964 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_g \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_B}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,137
$T_B \leftarrow$	0,148	0,339
$T_C \leftarrow$	0,443	0,339
	0,515	0,292
	0,588	0,256
	0,660	0,228
	0,733	0,205
	0,805	0,187
	0,878	0,171
	0,950	0,158
	1,022	0,147
	1,095	0,137
	1,167	0,129
	1,240	0,121
	1,312	0,115
	1,385	0,109
	1,457	0,103
	1,529	0,098
	1,602	0,094
	1,674	0,090
	1,747	0,086
	1,819	0,083
$T_D \leftarrow$	1,964	0,077
	2,061	0,070
	2,158	0,063
	2,255	0,058
	2,352	0,053
	2,449	0,049
	2,546	0,046
	2,643	0,042
	2,740	0,039
	2,837	0,037
	2,934	0,034
	3,031	0,032
	3,127	0,030
	3,224	0,028
	3,321	0,027
	3,418	0,025
	3,515	0,024
	3,612	0,023
	3,709	0,021
	3,806	0,020
	3,903	0,019
	4,000	0,018

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo del

1.4 PARAMETRI DI RIFERIMENTO ADOTTATI PER LA VALUTAZIONE DELLA INTENSITA' DELL'AZIONE DEL VENTO

Zona di appartenenza del sito in cui è ubicato l'edificio:

2 (Emilia Romagna)



Altitudine sul livello del mare: 25.00 m

Velocità di riferimento $V_{b,0}$: 25.00 m/s

Pressione del vento:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_{ci}$$

dove:

$$q_b = \frac{p \cdot V_b^2}{2} = \frac{1.25 \cdot 25.00^2}{2} = 390 \text{ N/m}^2 \cong 40.00 \text{ Kg/m}^2$$

$$C_e = 2.00$$

$$C_t = 1.00$$

$$C_p = 0.80$$

$$C_{ci} = 1.00$$

Da cui:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_{ci} = 40.00 \cdot 2.00 \cdot 1.00 \cdot 0.80 \cdot 1.00 = 64.00 \text{ Kg/m}^2$$

2. PARETI IN CARTONGESSO COMPOSTE DA ORDITURE METALLICHE

2.1. PREMESSE

Per la verifica di tali elementi si è considerata una parete costituita da profili metallici, a norma UNI EN 10346-2009, in acciaio zincato verticali, semplici o doppi, posti ad interasse "i". A detti profili vengono avvitate una o più lastre di gesso rivestito marcate CE a norma EN520 e conformi alla DIN 18180, poste su ognuna delle due facce della parete, o su una sola.

2.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

Si riportano di seguito i principali calcoli da sviluppare e le principali verifiche da eseguire al fine di garantire il raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti dalle norme vigenti.

Occorre in primo luogo esaminare il comportamento per azioni dirette ortogonalmente al piano della parete stessa.

La parete deve garantire:

la sicurezza nei confronti di Stati Limite Ultimi (SLU) (identificata dal D.M. 14/01/2008 come la "capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, comportare la perdita di beni, provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera");

la sicurezza nei confronti di Stati Limite di Esercizio (SLE) (identificata dal D.M. 14/01/2008 come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio").

Il possesso dei requisiti deve naturalmente essere verificato anche in presenza dell'azione sismica, secondo la procedura indicata al paragrafo 7.2.3 del citato D.M. 14/01/2008, riferendosi a:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), per quanto riguarda gli Stati Limite Ultimi;
Stato Limite di Danno (SLD), per quanto concerne gli Stati Limite di Esercizio.

2.2 IL MODELLO DI CALCOLO E LO SCHEMA STATICO

La sperimentazione condotta su alcune tipologie di pareti ha evidenziato che il contributo alle prestazioni statiche della parete dato dalle lastre di rivestimento soggette a stati tensionali di compressione non è trascurabile e, pertanto, nelle verifiche riportate nel presente documento la sezione reagente considerata è la sezione mista composta dai profilati metallici e dalle sole lastre presenti sul lembo compresso. E' stato invece trascurato il contributo delle lastre soggette a stati tensionali di trazione.

Il calcolo delle pareti è stato condotto riconducendosi al modello di trave considerando i profili metallici e lastre di larghezza pari all'interasse tra i profili stessi.

Lo schema statico adottato (aderente alla situazione fisica reale) prevede un vincolo di tipo cerniera al piede di ciascun montante metallico, ed un carrello ad asse orizzontale, (e dunque scorrevole verticalmente) in testa all'elemento.

La solidarizzazione tra il generico profilo metallico e le lastre di gesso rivestito soggette a compressione, oltre a garantire un funzionamento come sezione di tipo misto, assicura anche l'impossibilità che la flangia compressa del profilo possa instabilizzarsi fuori dal proprio piano. Per questo motivo è scongiurata l'eventualità che possano innescarsi fenomeni di lateral torsional buckling e, pertanto, di essi non è stato tenuto conto nelle verifiche statiche.

I profili metallici dovranno essere di Classe 4, ai sensi della classificazione delle sezioni

indicata dal D.M.14/01/2008. Per le sezioni di Classe 4, definite 'snelle', occorre tenere conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che la compongono e, per tale motivo, la sezione geometrica effettiva viene sostituita con la cosiddetta 'sezione efficace'. La procedura di calcolo è quindi così articolata:

- a) determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione lorda composta,
- b) calcolo della sezione efficace per le sollecitazioni di pressoflessione di progetto,
- c) verifiche di sicurezza agli stati limite.

2.3 AZIONI DI PROGETTO

La parete oggetto di progetto è soggetta alle seguenti

azioni: peso proprio della parete;

azione del vento

carichi di esercizio, costituito da un'azione distribuita linearmente per unità di lunghezza, di intensità pari a 1.00 kN/m applicata ad una quota di 1.20m dal piano di calpestio

Azione sismica (proporzionale alla massa della parete e funzione dell'ubicazione della costruzione, nonché della sua destinazione d'uso)

L'effetto dell'azione sismica sulla parete oggetto del progetto è determinato, ai sensi del paragrafo 7.2.3 del D.M. 14/01/2008, applicando in corrispondenza del suo centro di massa una forza orizzontale $F_a = (S_a W_a)/q_a$ diretta normalmente al piano medio della parete, dove:

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma per lo Stato Limite in esame;

q_a è il fattore di struttura della parete, posto pari a 2 ai sensi della tabella 7.2.1

2.4 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le singole condizioni di carico sono combinate ai sensi di quanto disposto al paragrafo 2.5.3 del D.M.14/01/2008.

In funzione della posizione della parete nel contesto dell'edificio si individuano situazioni che si diversificano sia per la presenza del sovraccarico d'esercizio in un solo verso di applicazione (pareti perimetrali), anziché in entrambi i versi, sia per una differenza nell'entità dell'azione del vento. Tali situazioni sono riportate graficamente (con riferimento, nelle notazioni, alle condizioni di Stati Limite Ultimi) nelle figure seguenti. In condizioni di Stato Limite di Esercizio le situazioni di carico sono del tutto analoghe (cambiano, tra SLU ed SLE, solo i coefficienti di combinazione delle singole condizioni di carico).

Indicando simbolicamente con:

'G', i pesi propri e permanenti portati,

'Q', il sovraccarico di esercizio,

'V3', l'azione risultante del vento sulle pareti interne (uguale nelle due direzioni),

'E', l'azione sismica,

si hanno le combinazioni di carico riportate di seguito (i versi di applicazione delle forze sono quelli indicati nelle precedenti figure).

Parete interna (SLV sotto l'azione del vento denominata SLVv):

1.3 G + 1.5 Q + 1.5 Ψ_0 V3 (comprese, alternativamente, entrambe le facce)

1.3 G + 1.5 Ψ_0 Q + 1.5 V3 (comprese, alternativamente, entrambe le facce) Parete interna (SLVs sotto l'azione del sisma)

EsLD + Ψ_2 Q (comprese le lastre della faccia

B) Parete interna (SLE, combinazione 'Rara'):

G + Q + Ψ_0 V3

G + Ψ_0 Q + V3

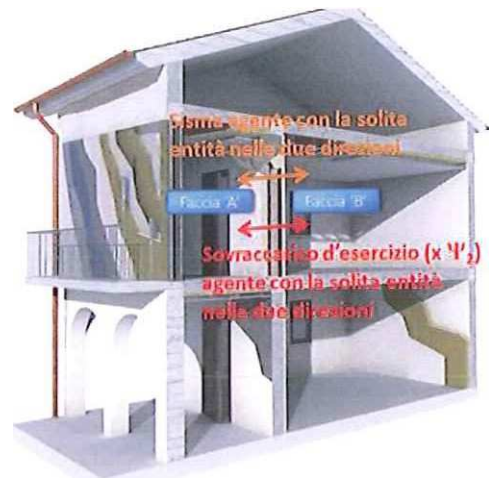
Parete interna (SLD):

E_{SLD} + Ψ Q

I seguenti schemi esemplificano le combinazioni di carico per lo stato limite SLV.

Parete Interna. SLV con vento

Parete Interna. SLV con sisma



2.5 PROCEDURE DI VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Sono effettuate sulla sezione mista efficace:

a) verifiche di resistenza a pressoflessione del profilato

metallico Si valuta il soddisfacimento della relazione:

$$\frac{M_{Ed} + \Delta M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove M_{Ed} ed N_{Ed} rappresentano le sollecitazioni di calcolo, M_{Ed} è l'incremento di flessione dovuto al fatto che il baricentro della sezione efficace è traslato rispetto a quello della sezione lorda relativamente al quale è stata definita l'azione assiale N_{Ed}, e M_{c,Rd} ed N_{c,Rd} rappresentano, rispettivamente, il momento flettente resistente e lo sforzo normale resistente. Il segno \pm indica che la verifica è operata su entrambi i lembi della sezione, da un lato si sommano le compressioni dovute a flessione e sforzo normale, da quello opposto la compressione da sforzo normale agisce in concomitanza con le trazioni da flessione. L'incremento di momento flettente è dato da:

$$M = N_{Ed} \cdot e$$

con 'e' che rappresenta il disassamento dei baricentri nel passaggio dalla sezione lorda a quella

efficace. Le sollecitazioni resistenti risultano:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{MO}}$$

W_{eff} e A_{eff} sono il modulo resistente e l'area della sezione efficace (ovviamente entrambe queste grandezze si diversificano a seconda di quale faccia compressa, A o B, si considera).

b) verifica di resistenza a taglio del profilato metallico

E' operato il controllo:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

V_{Ed} è il taglio di calcolo, $V_{b,Rd}$ quello resistente. Si assume che il taglio debba essere sopportato interamente dall'anima dei profili metallici. Il taglio resistente $V_{b,Rd}$ si determina con le seguenti relazioni (paragrafo C4.2.12.2.4.5 della Circolare n.617 del 02/02/2009):

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{MO}}$$

$$f_{bv} = f_{yk} \cdot \chi(\lambda_w)$$

$$\lambda_w = 0.346 \cdot \frac{h_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}}$$

$$\chi(\lambda_w) = \begin{cases} 0,58 & \text{per } \lambda_w \leq 0,83 \\ \frac{0,48}{\lambda_w} & \text{per } 0,83 < \lambda_w < 1,40 \\ \frac{0,67}{\lambda_w^2} & \text{per } \lambda_w \geq 1,40 \end{cases}$$

oltre ai simboli di significato noto, ' h_w ' rappresenta l'altezza dell'anima del profilo e ' t ' il suo spessore

c) verifica di instabilità per pressoflessione del profilato metallico

Si verifica che sia soddisfatta la disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A_{eff}} + \frac{(M_{Ed} + \Delta M_{Ed})_{eq} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{eff} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}\right)} \leq 1$$

dove il coefficiente χ è calcolato in funzione della snellezza adimensionale dell'elemento. $(M_{Ed} + \Delta M_{Ed})_{eq}$ è il 'momento equivalente', calcolato in base all'effettivo andamento del

momento flettente lungo lo sviluppo dell'elemento soggetto a verifica.

d) verifica di resistenza delle lastre compresse di gesso rivestito

Inoltre è verificata, a livello locale, la resistenza delle lastre. Per tale verifica si modellano le lastre come piastre di luce pari all'interasse dei profili, semplicemente appoggiate sui profili metallici stessi, e soggette alle azioni descritte nei precedenti paragrafi.

2.6 AZIONI DI PROGETTO PER LA PARETE IN ESAME

Sovraccarichi di esercizio

q_k (kN/m²): 3,00

Q_k (kN): 2,00

H_k [kN/m]: 1,00

Sisma

Periodo fondamentale di vibrazione T_a della parete [s] = 0,71 calcolato con le relazioni:

$$T_a = \frac{2\pi}{\omega}$$
$$\omega = \frac{\pi^2}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot J}{\mu \cdot A}}$$

dove, oltre ai simboli di significato noto, μ indica la massa specifica dell'elemento.

I valori delle accelerazioni orizzontali "di ingresso" possono essere naturalmente dedotti dagli spettri di progetto dianzi allegati.

2.7 DESCRIZIONE DELLA PARETE

Si procede di seguito alle verifiche di una parete a singola struttura con una lastra sul lato A, due lastre sul lato B. Detta stratigrafia è ricompresa nella maggioranza delle pareti di progetto, differendo da caso a caso per le caratteristiche delle lastre impiegate (a nucleo con densità incrementata, ad elevata resistenza meccanica e durezza, a ridotto assorbimento d'acqua, etc.). Per la verifica seguente si considerano lastre di tipo addensato (lastra esterna lato B) e lastre a elevata durezza (lastra interna lato B e lastra lato A) per massimizzare il peso superficiale e quindi le azioni orizzontali sismiche sulla struttura.

E' comunque onere a carico dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto per la realizzazione delle pareti a secco, il calcolo costruttivo ai sensi del DM 14.01.2008 a firma di tecnico abilitato per tutte le tipologie di pareti a secco effettivamente realizzate in fase di esecuzione. Detta Relazione di calcolo deve essere sottoposta ad approvazione del Direttore dei Lavori prima della realizzazione delle pareti stesse.

In ogni caso, è necessario realizzare giunti di dilatazione ogni 15 m di lunghezza di parete ed in corrispondenza di giunti strutturali, secondo le indicazioni riportate nelle schede tecniche delle pareti.

Parete in progetto

Tipo: Stratigrafia contenuta nella parete cod. 03 e 04 della tavola AR21

Profili metallici

- sezione: C 100x50
- spessore: 0,6 mm
- peso [N/m]: 9,36 (peso per unità di lunghezza del singolo profilo)
- altezza [m]: 3,85 (il calcolo è eseguito cautelativamente per una altezza massima pari all'intero interpiano)

- interasse 'i' [m]: 0,60
- disposizione: Profilo singolo
- modulo E[N/mm²]: 210000

Lastre della Faccia A

- Tipologia: Alta densità Spessore: 12.5 mm
- Resistenza: 4,0 N/mm²
- Peso (stimato): 115 N/m²

Lastre della Faccia B

- Tipologia: Alta densità (interna)+Addensata (esterna) Sp: 2x12.5 mm
- Resistenza: 4,0 N/mm²
- Peso: 215 N/m²

Pesi propri e permanenti portati	
---	--

- | | |
|--|-------|
| • Peso lastre faccia A [N/m ²] | 115,0 |
| • Peso lastre faccia B [N/m ²] | 215,0 |
| • Altro [N/m ²] | 21,0 |
| • Peso profili metallici [N] | 36,0 |
| • Peso totale al metro quadro | 366,6 |
| • Peso totale sull'interasse 'i' | 846,9 |

(L'ultima voce rappresenta il peso totale di una porzione di parete lunga quanto l'interasse 'i' tra i profili) .

Posizione della parete nel contesto dell'edificio:

Interna alla costruzione

2.1 VERIFICHE STATO DI SALVAGUARDIA DELLA VITA SLV

Lastre faccia A compresse

SLVv - verifiche sezione composta

profilati metallici

M_{Sd} [Nmm]=	715500
N_{Sd} [N]=	1101
V_{Sd} [N]=	619

lato compressione

$M_{c,Rd}$ [Nmm]=	1888274
-------------------	---------

lato trazione

$M_{c,Rd}$ [Nmm]=	1290771
$N_{c,Rd}$ [N]=	28681
$V_{b,Rd}$ [N]=	2447

ratio: "Sollecitazione/Resistenza"	0,42	verifica soddisfatta
resistenza, pressoflessione lato trazione	0,59	verifica soddisfatta
resistenza, taglio	0,25	verifica soddisfatta
instabilità pressoflessione	0,36	verifica soddisfatta
ratio	0,12	verifica soddisfatta

SLVv - Verifica locale lastre

tensioni lastra interna [N/mm ²] =	2,90	
ratio	0,72	verifica soddisfatta

SLVs - verifiche sezione composta

profilati metallici

M_{Sd} [Nmm]=	831630
N_{Sd} [N]=	847
V_{Sd} [N]=	619

lato compressione

$M_{c,Rd}$ [Nmm]=	1886929
-------------------	---------

lato trazione

$M_{c,Rd}$ [Nmm]=	1290710
$N_{c,Rd}$ [N]=	28631
$V_{b,Rd}$ [N]=	2447

ratio: "Sollecitazione/Resistenza"		
resistenza, pressoflessione lato compressione	0,47	verifica soddisfatta
resistenza, pressoflessione lato trazione	0,67	verifica soddisfatta
resistenza, taglio	0,25	verifica soddisfatta
instabilità pressoflessione	0,39	verifica soddisfatta

lastre in gesso

tensioni lastra interna [N/mm ²] =	0,56	
ratio	0,14	verifica soddisfatta

SLVs - Verifica locale lastre

tensioni lastra interna [N/mm ²] =	2,90	
ratio	0,72	verifica soddisfatta

Lastre faccia B compresse

SLVv - verifiche sezione composta

profilati metallici

M_{Sd} [Nmm]=	715500
N_{Sd} [N]=	1101
V_{Sd} [N]=	619

lato compressione $M_{c,Rd}$	1888274
------------------------------	---------

lato trazione $M_{c,Rd}$	1290771	
$N_{c,Rd}$ [N]=	28681	
$V_{b,Rd}$ [N]=	2447	
ratio: "Sollecitazione/Resistenza"		
resistenza, pressoflessione lato	0,42	verifica soddisfatta
resistenza, pressoflessione lato	0,59	verifica soddisfatta
resistenza, taglio	0,25	verifica soddisfatta
instabilità pressoflessione	0,36	verifica soddisfatta
lastre in gesso		
tensioni lastra interna [N/mm ²] =	0,49	
ratio	0,12	verifica soddisfatta
<u>SLVv - Verifica locale lastre</u>		
tensioni lastra interna [N/mm ²] =	2,90	
ratio	0,72	verifica soddisfatta
<u>SLVs- verifiche sezione composta</u>		
profilati metallici		
M_{Sd} [Nmm]=	831630	
N_{Sd} [N]=	847	
V_{Sd} [N]=	613	
lato compressione $M_{c,Rd}$ [Nmm]=	1886929	
lato trazione $M_{c,Rd}$ [Nmm]=	1290710	
$N_{c,Rd}$ [N]=	28631	
$V_{b,Rd}$ [N]=	2447	
ratio: "Sollecitazione/Resistenza"		
resistenza, pressoflessione lato	0,47	verifica soddisfatta
resistenza, pressoflessione lato	0,67	verifica soddisfatta
resistenza, taglio	0,25	verifica soddisfatta
instabilità pressoflessione	0,39	verifica soddisfatta
lastre in gesso		
tensioni lastra interna [N/mm ²] =	0,56	
ratio	0,14	verifica soddisfatta
<u>SLVs - Verifica locale lastre</u>		
tensioni lastra interna [N/mm ²] =	2,90	
ratio	0,72	verifica soddisfatta

Controllo sulla snellezza limite

Per garantire un funzionamento ottimale delle pareti, oltre al soddisfacimento delle verifiche numeriche riportate sopra, è opportuno limitare la snellezza ad un valore che è stato verificato

sperimentalmente essere pari a 150 (dati di letteratura).

snellezza 'A (area lorda, faccia A compressa) =	89,6
snellezza 'A (area lorda, faccia B compressa) =	89,6

2.2 VERIFICHE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLD

Si tratta di verifiche che si traducono nella limitazione dell'inflexione fuori piano della parete oggetto di progetto. In quanto segue 'H' rappresenta l'altezza della parete.

Limite f/H ritenuto accettabile: 1/300

Freccia f [mm] = 10,3

Rapporto H/f 375 verifica soddisfatta

2.3 AZIONI SUGLI ANCORAGGI

Si forniscono i valori delle azioni (in condizioni di SLU) per le quali devono essere progettati gli ancoraggi della parete.

Azioni risultanti su una larghezza pari all'interasse tra i profili:

Taglio massimo sull'ancoraggio sup. [N] = 612,8

Taglio massimo sull'ancoraggio inf. [N] = 619,5

Azione assiale sugli ancoraggi [N] = 1100,9

Azioni risultanti per unità di lunghezza della parete:

Taglio massimo sull'ancoraggio sup. [N/m] = 1021,3

Taglio massimo sull'ancoraggio inf. [N/m] = 1032,5

Azione assiale sugli ancoraggi [N/m] = 1834,9

3. PARETI DI TAMPONAMENTO IN TERMOLATERIZIO

DESCRIZIONE DELLA PARETE

La parete in esame è costituita da blocchi di tamponamento con foratura percentuale pari al 63% di spessore 30 cm.

L'altezza del blocco è pari a 19cm; all'interno di ogni corso di malta (pertanto con interasse di 20cm) è presente un traliccio di rinforzo di acciaio tipo Murfor costituito da sue ferri correnti del diametro di 5mm posti ad una distanza di 25cm l'uno dall'altro e collegati da un filo di acciaio elettrosaldato.

I tralicci risultano fissati ai pilastri di facciata mediante spinotti diam. 10mm innestati con ancorante chimico

La parete così descritta rimane interclusa tra i pilastri di facciata e le travi di bordo all'interno di campi la cui luce massima è pari a $L=590\text{cm}$

A completamento della stratigrafia, risulta presente un cappotto in polistirene con saratura di spessore totale $14+1=15\text{cm}$ sulla faccia esterna ed una controparete in cartongesso a doppia lastra sulla faccia interna di spessore $7.50+2.50=10\text{cm}$

Il peso proprio della parete di tamponamento riferito al metro quadrato di facciata è pari a:

• Parete in termolaterizio:	0.30*6.00	1.90 kN/m ²
• Controparete in cartongesso:		0.30 kN/m ²
• Cappotto di facciata:		0.25 kN/m ²
	Totale G_k:	2.45 kN/m²

AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

La forza sismica considerata è la seguente:

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2. 1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

In mancanza di analisi più accurate, S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_2 il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di Fondazione

(v. § 3.2.2);

I è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di a_S .

Assumendo a favore di sicurezza $Z=H$ (tamponamento posto al piano più alto) e $T_2=T_1$ considerando lo stato limite SLV, in quanto la parete ribaltandosi potrebbe causare pericoli di vita per i presenti si ottiene la seguente forza orizzontale:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + 1)}{1 + (1 - 1)} - 0.5 \right] = 0.272 \cdot 1.3 \cdot 5.5 = 1.94$$

Considerando una fascia di 1.00m incastrata ai pilastri laterali, l'azione sismica porta ad un momento di sollecitazione pari a:

$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{16}$$

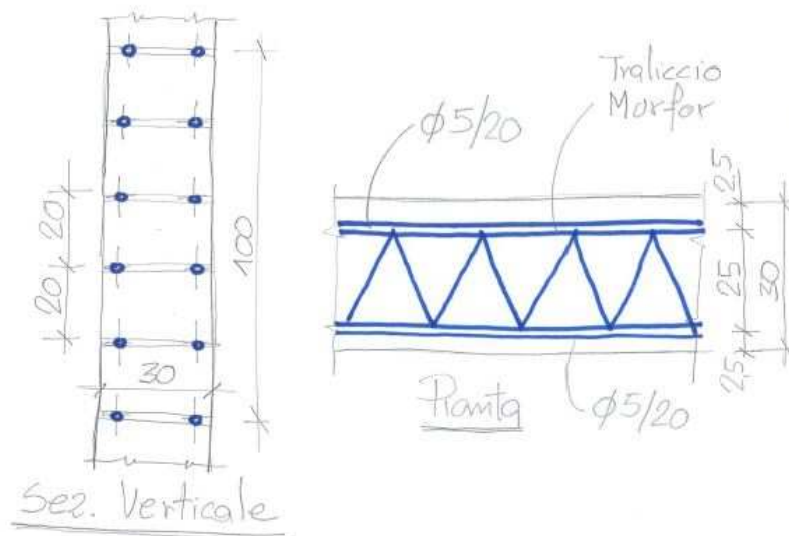
Dove

$$q = (S_a \times G_k) / q_a = 1.94 \cdot 2.45 / 2 = 2.38 \text{ kN/m}$$

$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{16} = \frac{2.38 \cdot 5.90^2}{16} = 5.18 \text{ kNm}$$

RESISTENZA DELLA PARETE ALLE AZIONI SISMICHE

Analizzando una striscia di parete di larghezza 1.00m, l'elemento resistente a trazione è costituito da 5 trallicci murfor posti in asse alla parete come evidenziato nello schema sottostante.



I trallicci sono realizzati in acciaio avente un carico di snervamento a trazione pari a $f_{yk}=580\text{Mpa}$
A favore di sicurezza di considera una tensione di sicurezza di calcolo pari a $f_{yd}=391\text{Mpa}$
Il momento resistente di una striscia di 1.00m di parete è dato da:

$$M_{rd} = 0.90 \cdot h_1 \cdot A_s \cdot f_{yd} = 0.90 \cdot 0.275 \cdot 5 \cdot 0.196 \cdot 39.1 = 9.48 \text{ kNm}$$

Il Momento resistente risulta pertanto maggiore del momento sollecitante verificando la resistenza della parete.

RESISTENZA AL TAGLIO NEL PIANO

La verifica non è necessaria poichè la progettazione della struttura garantisce I limiti di spostamento di cui al punto 7.3.7.2 N.T.C.

CONTROSOFFITTI ANTISISMICI

E' prevista la realizzazione di efficaci sistemi di collegamento tra i controsoffitti e le strutture portanti del fabbricato.

L' insieme dei dispositivi di sospensione e controventamento deve garantire la resistenza alle azioni sismiche di progetto.

Nel caso in oggetto le azioni sismiche di progetto sono riportate nelle figure precedentemente allegate e si espongono di seguito i criteri di dimensionamento e verifica delle sospensioni e degli elementi di controventamento.

I calcoli sono sviluppati con riferimento alle caratteristiche di un controsoffitto del tipo "atena antisismica", fermo restando che detto calcolo è puramente esemplificativo ed andrà successivamente aggiornato e fornito dall'impresa esecutrice in funzione del modello e marca effettivamente utilizzata.

E' dunque onere a carico dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto per la realizzazione dei controsoffitti metallici e in cartongesso, il calcolo costruttivo ai sensi del DM 14.01.2008 a firma di tecnico abilitato per tutte le tipologie di struttura di sostegno di controsoffitti effettivamente realizzate in fase di esecuzione. Detta Relazione di calcolo deve essere sottoposta ad approvazione del Direttore dei Lavori prima della realizzazione delle strutture stesse.

Per quanto riguarda gli elementi inseriti nel controsoffitti si precisa che quest'ultimi dovranno essere fissati autonomamente al solaio ed alle strutture portanti e non gravare in alcun modo sulla struttura del controsoffitto.

Si riporta di seguito di orditura e controventamento della tipologia "Atena" a titolo di esempio e non vincolante per l'Impresa:

3.1 CRITERI DI CALCOLO

Il calcolo, per la verifica sismica della struttura di supporto, si basa sui dati di letteratura forniti dal produttore dei sistemi di sospensione ed è stato effettuato su un controsoffitto tipo "lamelle ECO" della ditta ATENA Spa di dim. mm. 4080x128x16 in MDF rivestite in melamminico del peso di kg. 10/mq.

La forza sismica considerata è la seguente: $F_a = (S_a \times W_a) / q_a$
dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionale normalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right]$$

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

a. è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno ag sul sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .

Assunto il peso del controsoffitto pari a 130 N/m² l'azione sismica orizzontale vale:

$$| F_a = 90.5 \text{ N/mq}$$

$$| F_a = 42.4 \text{ N/mq}$$

$$| F_a = 34.3 \text{ N/mq}$$

STRUTTURA DEL CONTROSOFFITTO

La struttura portante del controsoffitto è costituita da:

Pendini in tondo . 4 mm con staffa di regolazione Fe 360

Profili longitudinali portanti di sezione a T rovesciato Fe 360

Profili trasversali portanti di sezione a T rovesciato Fe 360

Controventi in profilo a C forato Fe 360

DETERMINAZIONE DEL NUMERO DI CONTROVENTI

La forza sismica orizzontale, che agisce nel piano del controsoffitto, viene riportata nel piano del solaio (che si ipotizza diaframma rigido e resistente) per mezzo di controventi incrociati disposti

nelle due direzioni ortogonali. Il dimensionamento del numero dei controventi viene eseguito in modo che nei profili longitudinali e trasversali che sostengono il controsoffitto lo sforzo sia inferiore al carico ammissibile che il gancio di testa dei profili è in grado di sopportare. Tale sforzo viene calcolato moltiplicando il carico unitario orizzontale per la superficie di influenza affine ad una

coppia di controventi disposti lungo "x" e analogamente lungo "y".

VERIFICA DEL CARICO LIMITE DEL GANCIO

Le dimensioni dei vari elementi sono ricavati dai cataloghi della ditta ATENA spa. Il profilo portante è di forma a T rovesciato ottenuto per profilatura con nastro in acciaio preverniciato con due spessori ognuno di 0.33 mm. Il gancio ha uno spessore di 0.4 mm. Il materiale è acciaio Fe360. Si esegue una verifica il metodo degli elementi finiti di tipo non lineare per geometria e materiale. Il codice di calcolo utilizzato è MIDAS/GEN. La curva tensione-deformazione del materiale si assume la seguente:

Si assume un carico di 240 N per ogni gancio

DETERMINAZIONE DEL NUMERO MASSIMO DI CONTROVENTI

Il carico limite del gancio è stato fissato in 240 N. Si determina quindi il numero dei controventi in modo da non superare tale valore. Si considera che il pannello del controsoffitto appoggi su n. 4 lati.

La forza massima orizzontale che sollecita la struttura del controsoffitto nello stato limite più gravoso è stata stimata in 128,7 N.

Il gancio ha una resistenza sia a trazione (di cui di seguito si è riportata la simulazione) sia a compressione (di valore certamente superiore alla trazione).

Si devono quindi prevedere i controventi ogni:

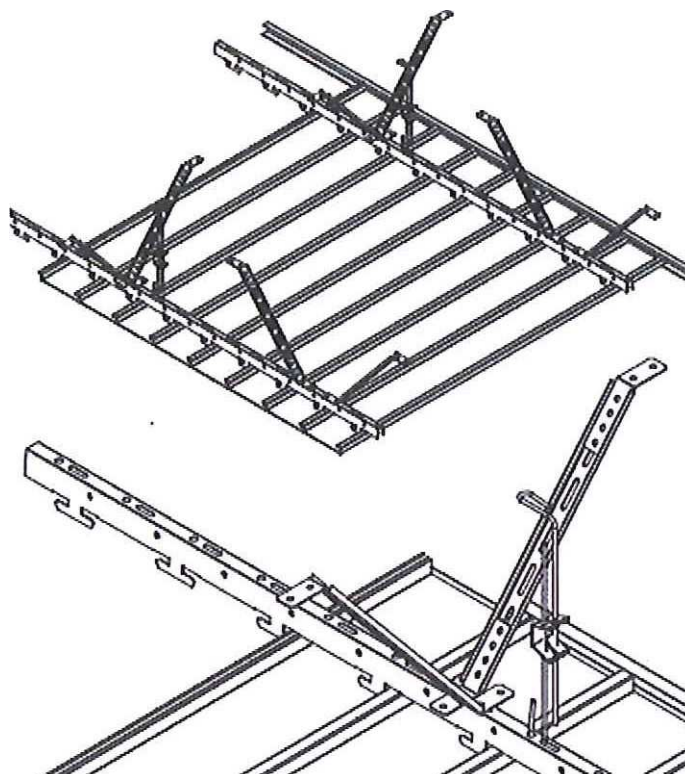
$$N \text{ controventi / m}^2 = 90.5 \text{ N} / 240 \text{ N} = 0.38 \text{ controventi / m}^2 = \text{incidenza di 1 controventi / m}^2$$

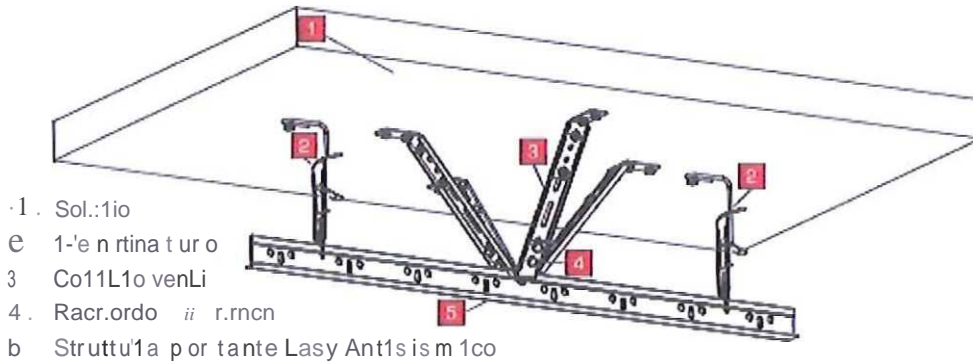
Quindi, in definitiva, deve essere previsto

$$\underline{1 \text{ controvento / } 2,65 \text{ m}^2 \text{ circa.}}$$

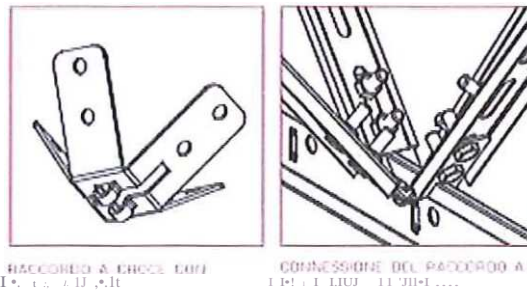
Lungo la direzione dell'orditura principale invece i controventi vanno disposti ad ogni interruzione della barra principale, quindi almeno 1 per ogni barra principale.

3.2 RAPPRESENTAZIONE DELLE STRUTTURE DI CONTROVENTAMENTO

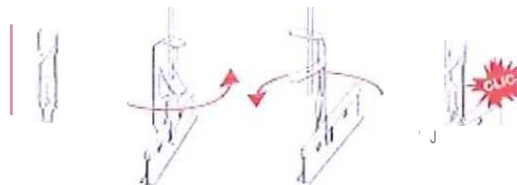




Il controsoffitto antisismico della Ditta Atena viene realizzato sfruttando l'azione sinergica di diversi elementi quali: la struttura Easy Antisismico, il raccordo a croce, il sistema di controventi, la specifica pendinatura, le staffe di ancoraggio e gli appositi profili perimetrali



Il PENDINO tipo TWISTER si aggancia ai profili della struttura e garantisce una resistenza allo sganciamento o alla rottura superiore ai 60Kg

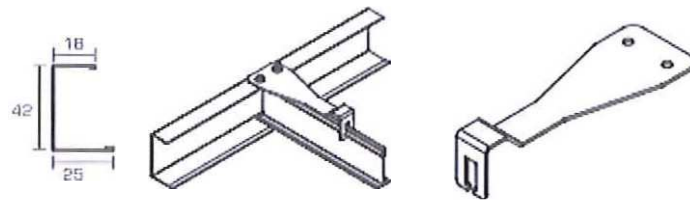


Il sistema tipo EASY ANTISISMICO con GANCIO IN ACCIAIO INOX, garantisce la realizzazione di un controsoffitto antisismico e il gancio, grazie alla sua particolare forma, permette di raggiungere, per sollecitazioni a trazione, resistenza allo sgancio di 240N.

EASY ANTISISMICO IL GANCIO CON LA PIÙ ALTA CAPACITÀ DI TRAZIONE

GANCIO ANTISISMICO
 2, 10:1
 fiiH
 IIII
 I

Per una maggiore tenuta del sistema, per le orditure a vista easy antisismico (base 24) si dovrà utilizzare staffe tipo "EASY ANTISISMICO" per il fissaggio dei profili perimetrali a "c" .



Profilo a "C" 1Ux4 2 x2 5 n1111 - L =40 IJJrnm

4. VERIFICA AL RIBALTAMENTO DI ATTREZZATURE IMPIANTISTICHE

Il progetto prevede la presenza di elementi impiantistici di forma e peso rilevante, ubicate in varie aree del fabbricato per i quali risulta necessario verificare la stabilità in opera in presenza di azione sismica. Tra i più significativi si segnalano:

1. Le pompe di calore poste sul solaio di copertura piano primo.
2. I pacchi di batterie del Sistema UPS posti al piano primo
3. I serbatoi di accumulo posti al piano seminterrato
4. L'unità trattamento aria posta al piano seminterrato.

A seguire si riportano i calcoli di verifica dei vari elementi impiantistici.

4.1 Pompe di calore

L'impianto di condizionamento si basa sulla presenza di n.4 pompe di calore posizionate su apposite ripiani nella copertura al piano primo.

Le dimensioni di ciascun elemento sono pari a : 80x130cm altezza 180cm.

L'elemento più pesante ha una massa complessiva di circa 360 Kg.

Il basamento su cui risultano appoggiate le pompe di calore ha una dimensione in pianta pari a 120x170cm.

Al di sopra di ogni appoggio è presente una lamiera di acciaio completa di profili angolari che consentono il collegamento solidale tra la piastra e la pompa di calore per mezzo di morsetti; al di sotto della piastra sono presenti analoghi angolari destinati a contrastare lo scorrimento in presenza di azioni orizzontali.

La dimensione della piastra è pari a 150x200cm, lo spessore risulta di 5mm

Il peso della piastra completa degli angolari si assume pari a 150Kg

Si riportano a seguire le verifiche relative al ribaltamento e lo scorrimento di tale impianto:

La forza sismica considerata è la seguente:

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2. 1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

In mancanza di analisi più accurate, S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_2 il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
 Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di Fondazione (v. § 3.2.2);
 I è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di aS .

Assumendo a favore di sicurezza $Z=H$ (impianto posto in copertura) e $T_2=T_1$ considerando lo stato limite SLD, si ottiene la seguente forza orizzontale:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + 1)}{1 + (1 - 1)} - 0.5 \right] = 0.114 \cdot 1.5 \cdot 5.5 = 0.94$$

$$F_a = 0.94 \cdot (360 + 150) / 1 = 480 \text{ Kg}$$

Verifica dello scorrimento

L'azione di scorrimento sopra calcolata, trascurando a favore di sicurezza il contributo dell'attrito, è contrastata dagli angolari posizionati sui 4 lati della piastra di acciaio

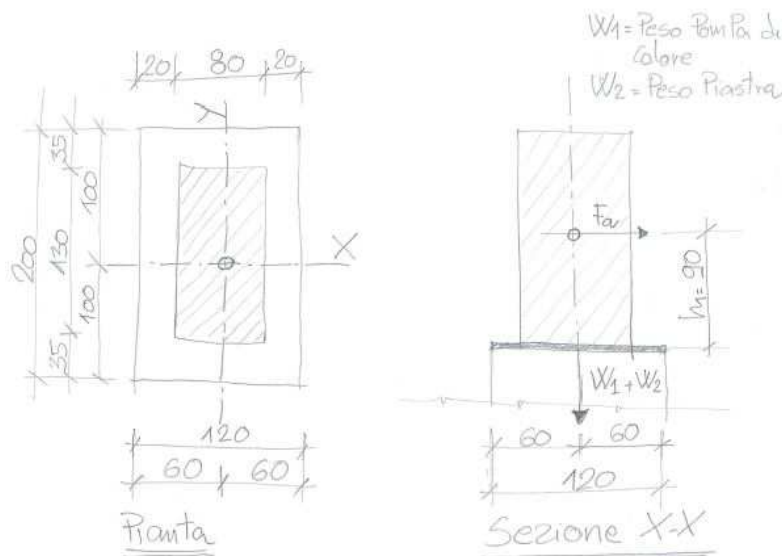
Nella direzione più sfavorevole l'azione è ripartita come sforzo di taglio sul gambo di 4 bulloni M12; tale forza ai fini della verifica vale:

$$F_v = \frac{1.5 \cdot 480}{4} = 180 \text{ Kg}$$

La tensione finale al taglio è pari a $180 \text{ Kg} / 113 \text{ mm}^2 = 1.59 \text{ Kg/mm}^2$ ampiamente inferiore alla tensione ammissibile.

Verifica a ribaltamento

Con riferimento allo schema sottostante la verifica a ribaltamento deriva dal confronto tra il momento ribaltante legato alle azioni orizzontali e il momento stabilizzante legato alla massa degli elementi.



Ne conseguono i seguenti valori:

Momento ribaltante, legato alla sola massa della pompa di calore in quanto il braccio della piastra di appoggio è uguale a 0, calcolato nella direzione più sfavorevole:

$$M_r = F_a \cdot h_1 = 0.94 \cdot 360 \cdot 0.90 = 292 \text{ Kgm}$$

Momento stabilizzante calcolato come somma dei contribute della pompa di calore e della piastra:

$$M_s = (360 \cdot 0.60) + (150 \cdot 0.60) = 306 \text{ Kgm}$$

Dalla verifica risulta che il momento stabilizzante è sufficiente a compensare pienamente l'azione ribaltante con un margine di sicurezza pari a $(306 - 292) = 14 \text{ Kgm}$

4.2 Armadi batterie UPS

L'impianto elettrico prevede la presenza di 2 armadi per il contenimento delle batterie dell'impianto di assoluta continuità posizionati ciascuno su due putrelle di ripartizione all'interno del locale tecnico al piano primo.

Le dimensioni di ciascun armadio sono pari a : 45x80cm altezza 80cm.

La massa complessiva di ogni armadio è pari a circa 1.200 Kg.

Le putrelle di ripartizione a cui gli armadi sono fissati mediante morsetti sono costituite da profilati HE140A di lunghezza totale 120cm poste parallele ai due lati corti; tra la base della putrella e la pavimentazione sarà interposto uno strato di neoprene di appoggio di spessore 1 cm

Con le stesse considerazioni riportate al punto 4.1, assumendo a favore di sicurezza $Z=H$ (impianto posto in copertura) e $T_2=T_1$ considerando lo stato limite SLD, si ottiene la seguente forza orizzontale:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right] = 0.114 \cdot 1.5 \cdot 5.5 = 0.94$$

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} = \frac{0.94 \cdot 1.200}{1} = 1.128 \text{ Kg}$$

Si riportano a seguire le verifiche relative al ribaltamento e lo scorrimento di tale impianto:

Verifica dello scorrimento

L'azione di scorrimento sopra calcolata, è contrastata dall'attrito sviluppato tra la base delle putrelle e la pavimentazione.

Essendo gli armadi vincolati alle putrelle mediante morsetti o bulloni, si valuta solo lo scorrimento tra le putrelle e il pavimento

Il coefficiente di attrito tra la gomma e il cemento è pari a 0.65 in condizioni di asciutto

Il peso delle due putrelle è pari a : $2 \cdot 1.20\text{m} \cdot 24.70\text{Kg/m} = 59.28 = 60 \text{ kg}$

La forza di attrito derivante è pari a:

$$F_{as} = \mu_{as} \cdot F_p = 0.65 \cdot (1.200 + 60) = 819 \text{ Kg}$$

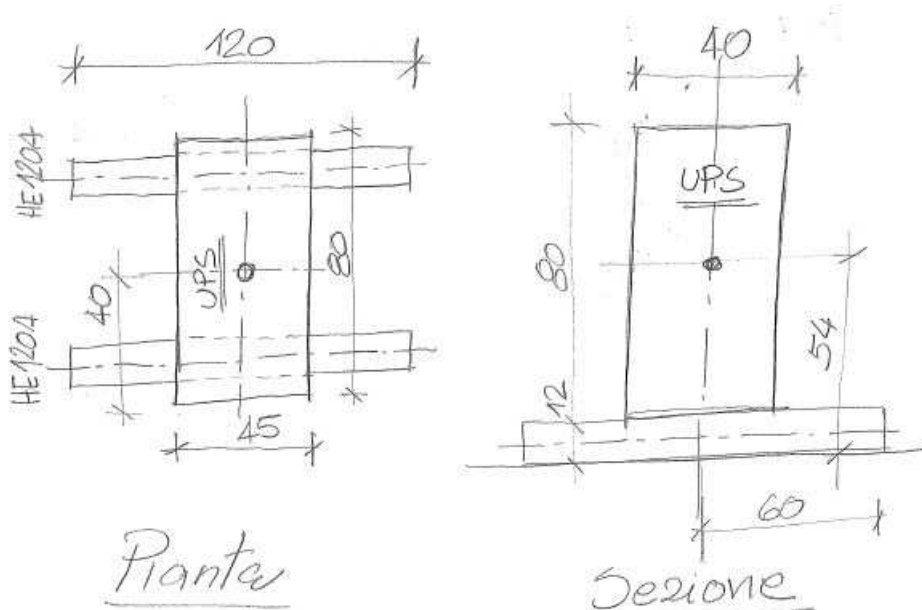
Risulta che la forza di attrito non è sufficiente a equilibrare l'azione sismica con una componente residua orizzontale pari a: $(1.128 - 819) = 309 \text{ Kg}$ che ripartita sulle due putrelle porta una azione di $309/2 = 155 \text{ Kg}$ da bilanciare

Le putrelle dovranno pertanto essere fissate alla massetto della pavimentazione con tasselli meccanici idonei a compensare tale forza di taglio.

A titolo di completamento la forza di taglio da compensare su ciascuno dei 4 piedi di appoggio in corrispondenza della bullonatura con la putrella è pari a $1.128/4 = 282 \text{ Kg}$

Verifica a ribaltamento

Con riferimento allo schema sottostante la verifica a ribaltamento deriva dal confronto tra il momento ribaltante legato alle azioni orizzontali e il momento stabilizzante legato alla massa degli elementi.



Ne conseguono i seguenti valori:

Momento ribaltante, legato alla sola massa dell'armadio batterie in quanto il braccio delle putrelle di appoggio è approssimato a 0, calcolato nella direzione più sfavorevole:

$$M_r = F_a \cdot h_1 = 0.94 \cdot 1.200 \cdot 0.54 = 609 \text{ Kgm}$$

Momento stabilizzante calcolato sulla sola massa dell'armadio batterie:

$$M_s = 1.200 \cdot 0.40 = 480 \text{ Kgm}$$

Dalla verifica risulta che il momento stabilizzante non è sufficiente a compensare pienamente l'azione ribaltante con un momento residuo pari a $(609 - 480) = 129 \text{ Kgm}$.

La coppia derivante da tale momento nella direzione di calcolo è pari a $129/0.80 = 162 \text{ Kg}$

Le putrelle dovranno pertanto essere fissate al sottofondo dei pavimenti con tasselli meccanici in grado di compensare tale sforzo normale di trazione. Anche in questo caso si assume l'armadio vincolato alle putrelle mediante idonei morsetti o bullonatura che dovrà essere dimensionata per l'analogo sforzo di trazione.

4.3 Serbatoio di accumulo

L'impianto meccanico prevede la presenza di 2 serbatoi di accumulo acqua muniti di 4 piedi all'interno del locale tecnico al piano seminterrato.

Le dimensioni di ciascun serbatoio sono pari a: diametro 100cm altezza 220cm.

La massa complessiva di ogni serbatoio pieno è pari a circa 1.300 Kg.

La quota del baricentro delle masse Z rispetto al piano di Fondazione è pari a 2.50m

L'altezza tipica del fabbricato dal piano fondale è pari a 9.50m

Assumendo a favore di sicurezza $T_2 = T_1$ considerando lo stato limite SLD, si ottiene la seguente forza orizzontale:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right] = 0.114 \cdot 1.5 \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + 2.50/9.50)}{1} \right] = 0.65$$

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} = \frac{0.65 \cdot 1.300}{1} = 845 \text{ Kg}$$

Si riportano a seguire le verifiche relative al ribaltamento e lo scorrimento di tale impianto:

Verifica dello scorrimento

L'azione di scorrimento sopra calcolata, trascurando a favore di sicurezza il contributo dell'attrito, è contrastata dai 4 ancoraggi al piede

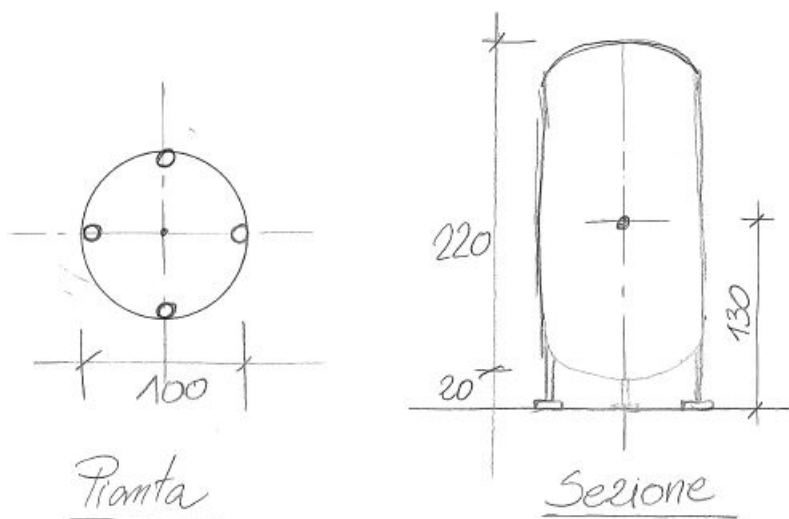
In qualunque direzione, l'azione è ripartita come sforzo di taglio sul gambo di 4 bulloni M12; tale forza ai fini della verifica vale:

$$F_v = \frac{1.5 \cdot 845}{4} = 317 \text{ Kg}$$

La tensione finale al taglio è pari a $317 \text{ Kg} / 113 \text{ mm}^2 = 2.81 \text{ Kg/mm}^2$ ampiamente inferiore alla tensione ammissibile.

Verifica a ribaltamento

Con riferimento allo schema sottostante la verifica a ribaltamento deriva dal confronto tra il momento ribaltante legato alle azioni orizzontali e il momento stabilizzante legato alla massa degli elementi.



Ne conseguono i seguenti valori:

Momento ribaltante, legato alla massa del serbatoio pieno, calcolato nella direzione più sfavorevole (asse del serbatoio congiungente due piedi contrapposti):

$$M_r = F_a \cdot h_1 = 845 \cdot 1.30 = 1.096 \text{ Kgm}$$

Momento stabilizzante calcolato sulla massa del serbatoio pieno calcolato nella medesima direzione:

$$M_s = 1.300 \cdot 0.50 = 650 \text{ Kgm}$$

Dalla verifica risulta che il momento stabilizzante non è sufficiente a compensare pienamente

l'azione ribaltante con un momento residuo pari a $(1.096 - 650) = 446 \text{ Kgm}$.

La coppia derivante da tale momento nella direzione di calcolo è pari a $446/1.00 = 446\text{Kg}$

Ciascuno dei 4 piedi del serbatoio dovrà pertanto essere fissato al sottofondo dei pavimenti con uno o più tasselli meccanici in grado di compensare tale sforzo normale di trazione.

5. PARAPETTO RAMPA AMBULANZE

Lungo il corsello delle ambulanze ed in corrispondenza della zona di parcheggio al piano seminterrato, è presente un parapetto in acciaio.

Al fine del dimensionamento di tale elemento, si è considerato che l'urto accidentale di un mezzo quali le ambulanze venga assorbito dal muro in cemento armato presente alla base in quanto la sua quota di sommità rispetto al piano carrabile finito di 30cm, viste le ridotte velocità dei mezzi può essere considerato invalicabile.

Con riferimento alla tabella 3.1.II, il carico di esercizio considerate per il parapetto, applicato orizzontalmente è quello riferito alle categorie F-G rimesse e parcheggi per I soli parapetti delle zone pedonali e corrisponde a $H_k=1.00$ kN/m.

Il parapetto risulta costituito da profili montanti a sezione quadrata di mm 50x40x4 posti ad un interasse di 1.24m.

Il carico lineare che grava su ciascun montante è pertanto pari a:

$$H_d = 1.00 \frac{kN}{m} \cdot 1.24m = 1.24kN$$

I montanti risultano fissati alla sottostante parete di cemento armato mediante piastra complete di 4 spinotti posti in opera mediante ancorante chimico.

L'altezza del corrimano superiore rispetto al baricentro di ancoraggio è pari a: $h=85$ cm

Il momento sollecitante la piastra di ancoraggio è dato da:

$$M_d = \gamma_q \cdot H_d \cdot h = 1.5 \cdot 1.24 \cdot 0.85 = 1.58kNm$$

Il profilo del montante utilizzato ha un modulo di resistenza elastico pari a $W_{el} = 7.80cm^3$

L'acciaio utilizzato per il profilo è S235H con una tensione di snervamento $f_{yk}=235N/mm^2$ come riportato dalla atbella 11.3.X delle NTC. La relative tensione limite da verificare

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{235}{1.05} = 223 N/mm^2$$

La tensione di calcolo alla base del montante è data dalla seguente relazione:

$$\sigma = \frac{M_d}{W_{el}} = \frac{1.58 \cdot 100}{7.80} = 20.256 kN/cm^2 = 203 N/mm^2 < f_{yd}$$

Per la verifica dell'ancoraggio il momento $M_d=1.58kNm$ viene assorbito da 2 coppie di connettori diam. 12mm aventi braccio 10cm. Pertanto, la forza di trazione di ciascun connettore è pari a:

$$F = \frac{M_d}{braccio} / 2 = \frac{1.58}{0.1} / 2 = 7.90kN$$

La tensione di trazione per ciascun connettore è pari a:

$$\sigma = \frac{F}{A_s} = \frac{7.90}{1.13} = 70 N/mm^2 < f_{yd}$$

L'adesione dei connettori al calcestruzzo è garantita da tasselli chimici in resina epossidica bicomponente in grado di garantire un carico di progetto per ciascun element pari a $N_{Rd} = 27.7 kN \gg 7.90 kN$

6. BARACCATURA DI TAMPONAMENTO FACCIATA IN ALLUMINIO

Sulle pareti esterne della camera calda, sul tunnel di collegamento e sulla pensilina di accesso alla scala interna, sono presenti dei rivestimenti in pannelli di alluminio colorato (Alucobond)

Il sostegno di tale rivestimento è demandato ad una baraccatura metallica che funge da appoggio anche per i serramenti vetrati che risultano incassati in tale rivestimento.

La baraccatura è in generale costituita da profili rettangolari cavi di sezione $b=150 \times h=100 \times s=5$ mm collegati tra loro mediante saldatura. Il fissaggio della baraccatura alla struttura portante avviene in modo puntuale e diffuso sulla superficie.

In linea di massima si può considerare che il campo di riferimento tipico sia caratterizzato da una superficie di rivestimento delle dimensioni di 2.00×2.00 m con al centro un profilo orizzontale e uno verticale. Il campo invece più sollecitato privo di un collegamento intermedio ha una dimensione di 4.50×1.80 m; su tale campo saranno sviluppate le successive verifiche.

Il peso del rivestimento di facciata con la necessaria sottostruttura è stimato in 80 Kg/m^2

L'azione del vento sulla baraccatura come determinate nello specifico paragrafo della relazione vale 64 Kg/m^2

Il profilo della baraccatura ha un modulo elastico di resistenza nei confronti del peso proprio pari a $W_{el,yy} = 76.8 \text{ cm}^3$ e momento d'inerzia $I_{yy} = 719 \text{ cm}^4$

Il profilo della baraccatura ha un modulo elastico di resistenza nei confronti del sisma/vento pari a $W_{el,xx} = 95.9 \text{ cm}^3$

e momento d'inerzia $I_{yy} = 384 \text{ cm}^4$

AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

La forza sismica considerata è la seguente:

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2. 1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

In mancanza di analisi più accurate, S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_2 il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di Fondazione (v. § 3.2.2);

I è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .

Assumendo a favore di sicurezza $Z=H$ (tamponamento posto al piano più alto) e $T_2=T_1$ considerando lo stato limite SLV, in quanto la parete ribaltandosi potrebbe causare pericoli di vita per i presenti si ottiene la seguente forza orizzontale:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + 1)}{1 + (1 - 1)} - 0.5 \right] = 0.272 \cdot 1.3 \cdot 5.5 = 1.94$$

Considerando una fascia di 2.00m incastrata a due profile laterali nella condizione più sfavorevole, l'azione sismica porta ad un momento di sollecitazione pari a:

$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{16}$$

Dove

$$q = (S_a \times G_k) / q_a = 1.94 \cdot (80 \text{Kg/m}^2 \cdot 2.00 \text{m}^2) / 2 = 155.2 \text{ kg/m}$$

$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{16} = \frac{155.2 \cdot 4.50^2}{16} = 197 \text{ Kgm}$$

RESISTENZA ALLE AZIONI SISMICHE

Il momento resistente del profile impegnato è dato da:

$$M_{rd} = W_{el,xx} \cdot f_{yd} = 95.3 \cdot 2200/100 = 2097 \text{kgm}$$

Il Momento resistente risulta pertanto molto superiore del momento sollecitante verificando la resistenza della parete.

La freccia di deformazione generate dall'azione sismica risulta pari a:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{155.2 \cdot 450^4}{21000 \cdot 10^6 \cdot 384} = 1.03 \text{ cm} = \frac{l}{437}$$

7. PIANO DI LAVORO PROVVISORIO DEL TUNNEL DI COLLEGAMENTO

Per consentire la realizzazione delle opere di completamento del tunnel consentendo contemporaneamente il transito delle ambulanze in attività con l'attuale pronto soccorso, risulta necessario realizzare due impalcati provvisori laterali alla struttura mediante il prolungamento dei profili HE100A di sostegno del solaio in lamiera grecata con getto integrativo.

I profile hanno interasse 2.10m e la lunghezza del prolungamento corrispondente allo sbalzo è di 1.20m

Sopra I profile è prevista l'apposizione di piani di lavoro che tra peso proprio e carico accidentale sono valutato complessivamente 200 kg/m²

All'estremità dell'impalcato sarà infine installato un parapetto in grado di sostenere una spinta pari a H_k=100 kg/m

Il collegamento tra il tronchetto di prolungamento e il profile sotto il solaio sarà realizzato mediante piastra e contropiastra fissate con 4 bulloni M12

Il carico derivante dal piano di lavoro che grava su ogni tronchetto è pari a:

$$Q = 200 \text{ Kg/m}^2 \times 2.10 \text{ m} = 420 \text{ Kg/m}$$

Il momento all'incastro che deriva da tale carico è il seguente:

$$M = 420 \text{ Kg/m} \times 1.20\text{m} \times 1.20/2 \text{ m} = 302.4 \text{ Kgm}$$

La coppia all'incastro che deriva, calcolata sull'interasse dei bulloni nella piastra vale:

$$F = 302.4 \text{ Kgm} / 0.046\text{m} = 6.574 \text{ kg}$$

Il carico di trazione dei bulloni superiori vale pertanto; $(6.517 / 2) = 3.287 \text{ Kg}$

A tale valore va sommata la quota di spinta derivante dal parapetto di bordo che vale:

$$H = 100 \text{ Kg/m} \times 2.10 \text{ m} / 4 \text{ bulloni} = 52.5 \text{ Kg}$$

Il carico di trazione complessivo dei bulloni superiori vale pertanto: $F = 3.287 + 53 = 3.340 \text{ Kg}$

Effettuando una verifica alle tensioni ammissibili in considerazione della provvisorietà della struttura e assunto bulloni M12 classe 8.8 si ottiene la seguente resistenza a trazione per ogni bullone:

$$\delta = 373 \text{ N/mm}^2 \cdot 113\text{mm}^2 = 42.149 \text{ N} \cong 4.215 \text{ Kg} > 3.340 \text{ Kg}$$

Si omette la verifica del parapetto in quanto realizzato con sistemi a morsa provvisori provvisti di dichiarazione di prestazione.

8. SOSTEGNI ED ACCESSORI ANTISISMICI PER LE RETI IDRAULICHE, AERAILICHE, DI GAS MEDICINALI ED ELETTRICHE

La soluzione di progetto individuata per evitare danneggiamenti agli impianti elettrici (dorsali e distribuzioni) e meccanici (reti di distribuzione dei fluidi, canali dell'aria, sistemi fognari, tubazioni del gas medicali) consiste nell'adozione dei sistemi di sostegno antisismici e antivibranti come di seguito descritti:

1. Giunzioni eseguite con raccordi flessibili e snodi opportunamente dimensionati in grado di assorbire gli spostamenti differenziali.
2. Controventature trasversali per le condotte sospese realizzate mediante un elemento rigido agente sia in tensione che in compressione
3. Trapezi di rinforzo con controventatura laterale flessibile per tubazioni staffate a solaio.

In ogni caso qualsiasi sistema di pendinatura venga adottato (anche per le controsoffittature di qualsiasi natura), sia nei confronti delle azioni statiche, sia nei confronti di quelle dinamiche, deve prevedere il fissaggio esclusivamente a strutture in C.A. e non a semplici tavelle in laterizio. E' quindi onere dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto, la ricerca in opera delle strutture in C.A. di solaio (travetti e travi) per il fissaggio di qualsiasi elemento impiantistico e qualsiasi accorgimento che riporti le pendinature (ad esempio con barre asolate, profili di raccordo, etc.) ad essere fissate con strutture in C.A. Allo stesso modo i tasselli, le viti e qualsiasi elemento meccanico e/o chimico di vincolo alle strutture deve essere idoneo al tipo di struttura interessato e come tale certificato dal Produttore.

Di seguito si allegano le schede tecniche descrittive delle soluzioni tipologiche da adottare nel presente progetto. In ogni caso è onere a carico dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto per la realizzazione degli impianti, laddove non diversamente esplicitato, la messa in opera di tutti gli elementi funzionali a conferire resistenza contro gli eventi sismici agli elementi strutturali che sostengono e collegano tutti gli elementi degli impianti, secondo il calcolo costruttivo ai sensi del DM 14.01.2008 a firma di tecnico abilitato per tutte le tipologie di struttura a servizio degli impianti effettivamente realizzate in fase di esecuzione. Detta Relazione di calcolo deve essere sottoposta ad approvazione del Direttore dei Lavori prima della realizzazione delle strutture stesse.

5.1 Canala di distribuzione impianti elettrici

Nell'intervento in progetto, tra le varie reti di distribuzione impiantistica presenti a soffitti, la più importante dal punto di vista dei pesi risulta essere la canala di distribuzione elettrica.

La sezione tipica del canale di distribuzione di larghezza 30cm, in presenza dei cavi contenuti, arriva ad avere un peso complessivo di circa 20 Kg/m

La quota di installazione tipica prevista nel progetto è circa 50cm al di sotto dell'intradosso del solaio.

Il fissaggio alle strutture portanti è costituito da un sistema di staffe misto di tipo "normale" destinato cioè a sostenere il solo carico verticale e di tipo "antisismico" in grado di assorbire le azioni orizzontali

Essendo le canali montate in corrispondenza dei principali percorsi di esodo, le verifiche che seguiranno saranno effettuate allo stato limite SLV per garantire la sicurezza degli occupanti; tale limite garantisce anche la stabilità al limite SLD

Verifica contro le azioni sismiche

La staffa di controvento per assorbire le azioni orizzontali nelle due direzioni, è costituita da n.2

profili in acciaio fissati a soffitto tipo Hilty tipo MIC-C90-D avente un modulo di resistenza $W_{xy}=26.13\text{cm}^3$ e da una trave orizzontale di collegamento di analoga sezione su cui risulta vincolata la passerella.

Il fissaggio dei due profili al solaio predalle avviene per mezzo di piastre con 4 tasselli posizionati "a croce" in asse ai montanti

Anche in questo caso, la forza sismica considerata è la seguente:

$$F_a = (S_a \times W_a) / q_a$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2. 1)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

In mancanza di analisi più accurate, S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_2/T_1)} - 0.5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_2 il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di Fondazione (v. § 3.2.2);

I è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di aS .

Assumendo a favore di sicurezza $Z=H$ (passerella posta all'intradosso della copertura) e $T_2=T_1$ considerando lo stato limite SLV, si ottiene la seguente forza orizzontale:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + 1)}{1 + (1 - 1)} - 0.5 \right] = 0.272 \cdot 1.298 \cdot 5.5 = 1.94$$

Considerando di prevedere una staffa sismica ogni 6.00m intervallandola con una ordinaria, si ottiene la seguente forza sismica

$$F_a = 1.94 \cdot (20.00 \cdot 6.00) / 2 = 116.4 \text{ Kg} \approx 120 \text{ Kg}$$

Il momento all'incastro nelle due direzioni di ciascun montante, vale

$$M_{rd} = \frac{(1.5 \cdot 120 \cdot 0.50)}{2} = 45Kg\,m$$

La tensione nel montante all'incastro con il solaio vale:

$$\delta = \frac{M_{rd}}{W_{xy}} = \frac{45 \cdot 100}{26.13} = 172 Kg/cm^2 \ll f_{yk}$$

La coppia d'incastro nel solaio considerando una distanza tra i due tasselli contrapposti di 5cm è:

$$F = \frac{M_{rd}}{d} = \frac{45 \cdot 100}{5} = 900Kg$$

Tale sforzo di trazione può essere assorbito da tasselli M12 meccanici

9. PRESCRIZIONI PER LA FORNITURA E POSA DI PANNELLI DI COPERTURA IN LAMIERA DI ACCIAIO

Sono previste coperture leggere costituite da pannelli in lamiera di acciaio zincato a sezione grecata che dovranno avere le seguenti caratteristiche strutturali:

- copertura pensilina d'ingresso in pannelli di lamiera grecata di altezza ed interasse delle greche tali da garantire una portata della lastra non inferiore a 150 Kg/mq considerando una luce di appoggio pari ad 1.00m
- copertura "camera calda" in pannelli sandwice di acciaio preverniciato con isolamento interposto in fibra minerale tipo Lattonedil Eurofire REI o similare.
Caratteristiche di resistenza al fuoco certificata REI 90
La classe di reazione al fuoco certificata risulta A2-s1.d0
Portata del pannello equivalente a 350 Kg/mq con luce di appoggio pari a 1,50m
La densità della massa isolante in fibra minerale sarà non inferiore a 100 Kg/mc
La trasmittanza riferita allo spessore 80mm sarà $U=0.47 \text{ W/m}^2\text{K}$

E' dunque onere a carico dell'Impresa, compreso e compensato nelle voci di contratto per la realizzazione delle coperture in lamiera sopradescritte, il calcolo costruttivo ai sensi del DM 14.01.2008 a firma di tecnico abilitato.

Detta Relazione di calcolo e le schede dei materiali, deve essere sottoposta ad approvazione del Direttore dei Lavori prima della realizzazione delle strutture stesse.

■ Collare Antisismico 1001, trasversale



Collare Antisismico 1001,
trasversale



Design/Caratteristiche:

Campo di applicazione: - Usato per controventare tubazioni in caso di zone sismiche trasversalmente al tubo stesso.

Altri elementi necessari: - Snodo antisismico 980
- Tubo 1" oppure 1 1/4" Schedule 40

Campo di applicazione: - Il Collare 1001 può essere utilizzato per controventare tubazioni da schedula 7 a schedula 40. E' facile da installare e da regolare perché non richiede difficili tagli a misura del tubo usato come controvento.

- Il Collare 1001 offre la massima sicurezza di installazione corretta. Tramite le viti a punto di rottura, quando si raggiunge la corretta coppia di serraggio, il dado si stacca.

Dati Tecnici:

Materiale: Acciaio al carbonio
Finitura: Zincatura elettrolitica
Approvazioni: UL, cUL, FM e OSHPD

Per tubo di controvento diametro 1"

Descrizione	Diametro		Carichi approvati da FM [kN]*	Conf.	Codice
	[mm]	[poll.]			
Collare 1001	73	2 1/2"	10,87	1	Y379010024E
Collare 1001	90	3"	11,33	1	Y379010030E
Collare 1001	114	4"	11,33	1	Y379010040E
Collare 1001	140	5"	6,80	1	
Collare 1001	168	6"	6,80	1	Y379010060E
Collare 1001	219	8"	6,80	1	Y379010080E

Per tubo di controvento diametro 1 1/4"

Descrizione	Diametro		Carichi approvati da FM [kN]*	Conf.	Codice
	[mm]	[poll.]			
Collare 1001	73	2 1/2"	10,87	1	
Collare 1001	90	3"	11,33	1	
Collare 1001	114	4"	11,33	1	
Collare 1001	140	5"	6,80	1	
Collare 1001	168	6"	6,80	1	
Collare 1001	219	8"	6,80	1	

* I carichi esposti sono consentiti con controvento installato tra 30 e 90 gradi di inclinazione. Non è richiesta una riduzione di carico. Il prodotto è approvato FM quando si utilizzano controventi con tubo schedula 40 1", 1 1/2", 1 1/4" e 2".

NOTA: MEFA si riserva il diritto di modificare senza preavviso le informazioni contenute nel presente Catalogo. MEFA non è responsabile di eventuali errori di stampa o di trascrizione.

Collare Antisismico 4L, longitudinale



Collare Antisismico 4L,
longitudinale



Design/Caratteristiche:

Campo di applicazione: - Usato per controventare tubazioni in caso di zone sismiche, longitudinalmente al tubo stesso

Altri elementi necessari: - Snodo antisismico 980
- Tubo 1", 1 1/2", 1 1/4" e 2" Schedule 40

Campo di applicazione: - Il Collare 4L offre la massima sicurezza di installazione corretta.
- Tramite la vite a punto di rottura, quando si raggiunge la corretta coppia di seraggio, il dado si stacca.

Dati Tecnici:

Materiale: Acciaio al carbonio
Finitura: Zincatura elettrolitica
Approvazioni: UL, cUL, FM e OSHPD

Descrizione	Diametro		Dimensioni			Diam. Viti [mm]	Carichi approvati da FM [kN]*	Conf.	Codice
	[mm]	[pol.]	A	C	D				
Collare 4L	73	2 1/2"	6 7/16	2 1/2	2 3/4	12	10,87	1	Y088024E
Collare 4L	90	3"	7	2 3/4	3 1/16	12	11,33	1	Y088030E
Collare 4L	114	4"	8 1/2	3 3/8	3 11/16	12	11,33	1	Y088040E
Collare 4L	140	5"	9 3/8	3 7/8	4 3/8	12	6,80	1	Y088050E
Collare 4L	168	6"	11 1/2	5	5 1/8	12	6,80	1	Y088060E
Collare 4L	219	8"	13 1/4	5 5/8	5 5/8	12	6,80	1	Y088080E

* I carichi esposti sono consentiti con controvento installato tra 30 e 90 gradi di inclinazione.
Non è richiesta una riduzione di carico.
Il prodotto è approvato FM quando si utilizzano controventi con tubo schedule 40 1", 1 1/2", 1 1/4" e 2"

Staffaggio Antisismico

■ Aggancio antisismico 825, a putrella



Aggancio antisismico 825,
a putrella



Design/Caratteristiche:

- Campo di applicazione:
- Usato per fissare un controvento ad una trave in acciaio.
 - Lo Snodo antisismico 980 si adatta al fissaggio diretto tramite l'attacco M12
 - Non richiede speciali saldature o forature alla trave

Altri elementi necessari: - Snodo antisismico 980

- Campo di applicazione:
- L'aggancio 825 offre la massima sicurezza di corretta installazione.
 - Tramite la vite a punto di rottura, quando si raggiunge la corretta coppia di serraggio, il dado si stacca.

Dati Tecnici:

Materiale: Acciaio al carbonio
Finitura: Zincatura elettrolitica
Approvazioni: UL, cUL, FM e OSHPD

Descrizione	Carichi approvati taglio da FM [libbre]*	Carichi approvati taglio da FM [kN]*	Codice
Snodo 980	2900	6,12	Y340000E

* I carichi esposti sono consentiti con controvento installato tra 30 e 90 gradi di inclinazione. Non è richiesta una riduzione di carico. Il prodotto è approvato FM quando si utilizzano controventi con tubo schedato 40 1", 1 1/2", 1 3/4" e 2"

■ Blocco Antisismico 25



11b

Manicotto ad occhio



Design/Caratteristiche:

- Campo di applicazione:
- Progettato per l'utilizzo con Collari 200, evita movimenti verticali del tubo causati dal sisma.
- Gamma di diametri:
- Un pezzo valido per diametri dal 3/4" al 2".

Dati Tecnici:

Materiale: Acciaio al carbonio
Finitura: Zincatura elettrolitica
Approvazioni: UL, cUL, FM e OSHPD

Codice
Y213002

NOTA: MEFA si riserva il diritto di modificare senza preavviso le informazioni contenute nel presente Catalogo. MEFA non è responsabile di eventuali errori di stampa o di trascrizione.

■ Rinforzo antisismico 98B, per barre filettate



Rinforzo antisismico 98B,
per barre filettate

Design/Caratteristiche:

Campo di applicazione: - Usato come rinforzo delle barre filettate verticali in combinazione con il profilato Mefa 45x40x3

Altri elementi necessari: - Profilato Mefa 45x40x3
- Barre filettate da M10 a M16

Campo di applicazione: - Il Rinforzo 98B offre la massima sicurezza di corretta installazione.
- Tramite la vite a punto di rottura, quando si raggiunge la corretta coppia di seraggio, il dado si stacca.

Dati Tecnici:

Materiale: Acciaio zincato sendzimir
Finitura: Zincatura elettrolitica

Per Barre filettate da M10 a M16

Descrizione

Codice

Rinforzo antisismico 98B, per barre filettate

YS341000E

11b

NOTA: MEFA si riserva il diritto di modificare senza preavviso le informazioni contenute nel presente Catalogo. MEFA non è responsabile di eventuali errori di stampa o di trascrizione.

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

The following information is a general reference for using Victaulic products in regions that are prone to seismic forces. Because each system is different, this information is not to be used as a specification for all installations. Professional assistance is a requirement for any application. Published pressures, temperatures, external and/or internal loads, performance standards, and tolerances must never be exceeded.

THE BENEFITS OF VICTAULIC PRODUCTS IN SEISMIC AREAS

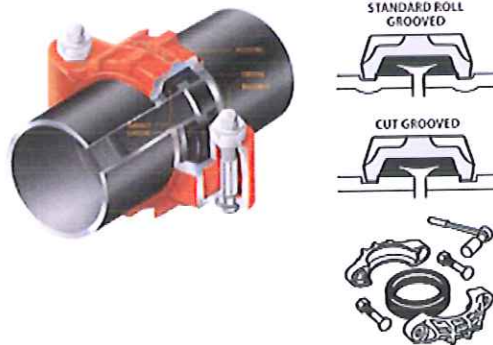
Piping systems in earthquake-prone areas can be exposed to forces and deflections beyond normal static conditions. These seismic forces can cause extensive damage when piping systems cannot accommodate these changes. Victaulic components can be used to accommodate seismic forces in the following piping system conditions:

- Code regulated systems with adequate earthquake bracing
- Unregulated systems with little or no earthquake bracing
- Seismic joint connections between independently-moving sections
- Buried systems

When dealing with any of these applications, each must be considered individually.

The following information, when used in conjunction with established seismic design practices and requirements, provides an excellent guideline for piping system design.

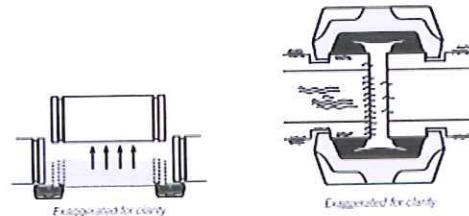
BUILT-IN STRESS RELIEF



The Victaulic grooved pipe joining method is simple and reliable. The four basic components are the grooved pipe, the housing, the bolts/nuts, and the gasket. The grooved pipe can be prepared with either a roll groove for standard wall and lighter pipe, or a cut groove for standard wall and heavier pipe. Both roll and cut grooved pipe will provide the same pressure rating for standard wall pipe. The coupling housing performs several functions as an integral part of the pipe joint. It fully encloses the elastomer gasket and secures it in position for a proper seal. It also engages the pipe around the full pipe circumference to create a unified joint, along with the advantages of mechanical joining. The bolts and nuts hold the housings together around the pipe. The synthetic elastomer gasket creates a triple seal effect on the pipe ends. A tension seal is created as the gasket is stretched around the pipe, and

a compression seal is created as the coupling housings press the gasket onto the pipe. Finally, the sealing lips of the gasket are forced down onto the pipe end when the system is energized. All of these features result in a leak-tight, self-restrained joint.

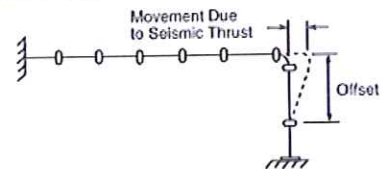
Victaulic grooved products have provided many successful years of reliable service in seismic applications, including fire protection, HVAC, municipal, and industrial systems. Our couplings are durable and are designed to last the life of the piping system when installed in accordance with our published installation instructions. Our couplings can be quickly and easily assembled and disassembled. This, in combination with a union at every joint, reduces labor costs and permits easy system access for maintenance, repair, component replacement, and retrofits. Also, fittings can be loosely assembled and rotated to line up with mating components before the couplings are tightened. This eases work in tight places and around existing pipe, structures, or equipment.



The Victaulic system provides many mechanical design features that are useful in systems exposed to earthquake conditions. The flexibility of Victaulic flexible grooved-pipe couplings reduces the transmission of stresses through a piping system, while the gasket damps vibration (refer to Victaulic Submittal 26.04, Vibration Attenuation Characteristics of Victaulic Couplings).

When flexibility is not desired, rigid couplings, such as the Style HP-70 and the Style O7 Zero-Flex®, can be used. Both flexible and rigid couplings provide discontinuity at each joint, which helps minimize pipeline stresses generated during seismic movement.

Where design considerations permit, flexible couplings can be used at changes in direction to provide stress relief through deflection for small differential movements.



When large differential movements between piping sections are anticipated, seismic swing joints that are comprised of flexible couplings, pipe nipples, and elbows may be required. Seismic swing joints provide simultaneous movement in all directions. By adding flexibility to the piping system, they help reduce pipe stress and potential system damage.

JOB OWNER

System No. _____
Location _____

CONTRACTOR

Submitted By _____
Date _____

ENGINEER

Spec Sect _____ Para _____
Approved _____
Date _____

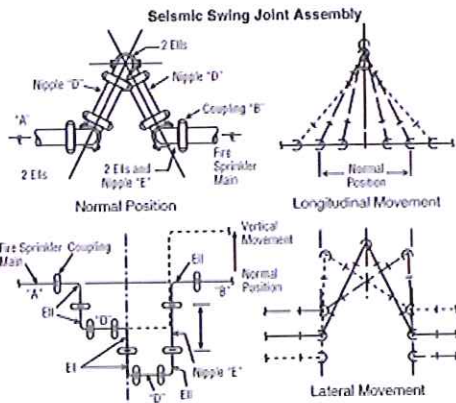
www.victaulic.com

VICTAULIC IS A REGISTERED TRADEMARK OF VICTAULIC COMPANY © 2000 VICTAULIC COMPANY ALL RIGHTS RESERVED PRINTED IN THE USA

REV. A

26.12_1

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System



When an in-line device is required, a Victaulic Style 155 Expansion Joint can be used, which incorporates special, precisely grooved nipples (refer to Victaulic Submittal 09.05 for additional information).

STYLE 155 EXPANSION JOINT



Victaulic grooved products are also suitable for buried applications in seismic areas. The deflection capabilities of flexible couplings will permit a pipeline to continue to function after minor earth movements.

Generally, buried systems do not experience damaging movements, except where they cross or are parallel to a fault line; or where they are located in unconsolidated ground prone to slumps, lurches, or landslides.

To prevent damage by major earth movements, consideration should be given to install pipelines above ground in unstable areas. Providing additional Victaulic flexible couplings will allow greater deflections to occur.

FLEXIBLE COUPLINGS

Flexible couplings for grooved end pipe allow linear, angular, and rotational movement to occur at pipe joints, while they maintain a positive seal and self-restrained joint. Such performance is achieved through the combination of our elastomeric gasket (which seals the joint) with the housing (which engages the groove without clamping rigidly onto the pipe). These features provide design and installation advantages for piping systems that allow for expansion, contraction, and deflection generated by thermal changes, building/ground settlement, and seismic activity in the pipe. However, these features must be considered when determining hanger/support spacing. Refer to Table 4 in the "Pipe System Bracing Support Guidelines" section in this brochure for additional support information.

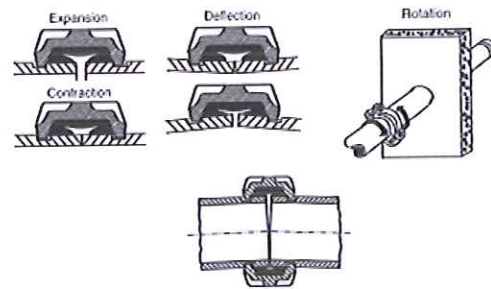


TABLE 1 – FLEXIBLE COUPLING PERFORMANCE

SIZE Nominal Inches Actual mm	Allow. Pipe End Sep. †		Deflect. Fr. CL †		SIZE Nominal Inches Actual mm	Allow. Pipe End Sep. †		Deflect. Fr. CL †		SIZE Nominal Inches Actual mm	Allow. Pipe End Sep. †		Deflect. Fr. CL †	
	In./mm	Degrees per Cplg.	Pipe In./TL./mm/m	Degrees per Cplg.		In./mm	Degrees per Cplg.	Pipe In./TL./mm/m	Degrees per Cplg.		In./mm	Degrees per Cplg.	Pipe In./TL./mm/m	Degrees per Cplg.
1/4 26.9	0 - 0.06 0 - 1.6	3° 24'	0.72 60	1° 26'	435 11270	0 - 0.13 0 - 3.2	21	0° 25'	10	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 40'	0.14 12		
1 33.7	0 - 0.06 0 - 1.6	2° 43'	0.57 48	1° 18'	5 141.3	0 - 0.13 0 - 3.2	0.27 22	0° 22'	304.8 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 35'	0.13 11		
1 1/4 42.4	0 - 0.06 0 - 1.6	2° 10'	0.45 35	1° 21'	1330 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.28 23	0° 28'	17 323.9	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 34'	0.12 10		
1 1/2 48.3	0 - 0.06 0 - 1.6	1° 56'	0.40 33	1° 18'	139.7 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.28 23	0° 28'	14 355.6	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 31'	0.11 9		
2 60.3	0 - 0.06 0 - 1.6	1° 31'	0.32 27	1° 12'	152.4 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.21 17	0° 21'	15 381.0	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 29'	0.10 8		
2 1/2 73.0	0 - 0.06 0 - 1.6	1° 15'	0.26 22	1° 5'	6 168.3	0 - 0.13 0 - 3.2	0.19 15	0° 19'	16 406.4	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 27'	0.10 8		
3 76.1 mm	0 - 0.06 0 - 1.6	1° 12'	0.26 22	1° 9'	1590 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.24 20	0° 24'	18 457.0	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 24'	0.08 7		
3 1/2 88.9	0 - 0.06 0 - 1.6	1° 2'	0.22 18	1° 6'	165.1 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.23 19	0° 23'	20 508.0	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 22'	0.08 7		
4 101.6	0 - 0.06 0 - 1.6	0° 54'	0.19 16	0° 54'	203.2 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.16 13	0° 16'	22 559.0	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 19'	0.07 6		
4 114.3	0 - 0.13 0 - 3.2	1° 36'	0.34 28	0° 50'	8 219.1	0 - 0.13 0 - 3.2	0.18 15	0° 18'	24 610.0	0 - 0.13 0 - 3.2	0° 18'	0.07 6		
108.0 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	1° 41'	0.35 29	0° 43'	254.0 mm	0 - 0.13 0 - 3.2	0.15 13	0° 15'						

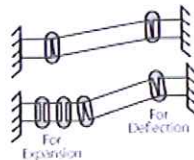
† NOTE: These values are based on standard roll grooved pipe. Figures for standard cut grooved pipe may be doubled. Request 06.01.

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

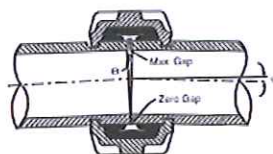
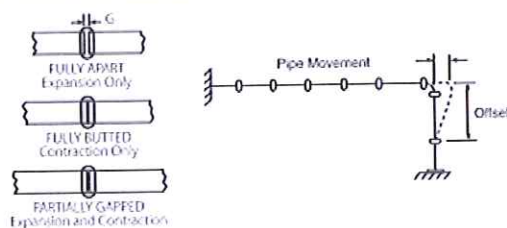
Linear movement and angular deflection values for flexible, grooved pipe joints are published for each Victaulic style coupling. NOTE: these values are MAXIMUMS for roll-grooved pipe. Double the values if you are using cut-grooved pipe. For design and illustration purposes, reduce these values, according to the following factors, to allow for pipe groove tolerances:

- 50% for 3½-inch size and smaller
- 25% for 4-inch size and larger

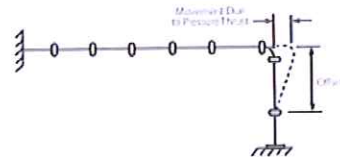
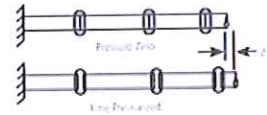
Piping system design for seismic applications requires a careful review of manufacturers' published performance data for piping components, including linear and angular movement tolerances. Couplings for grooved-end pipe do not provide maximum linear and angular movement simultaneously. However, the movement can be accommodated if the system is designed with a sufficient number of joints, in accordance with published design recommendations.



Flexible couplings must be used properly to obtain the desired flexibility, since they do not provide pipe expansion or contraction automatically. Therefore, always consider the best setting for pipe-end gaps. In anchored systems, set the gaps to handle combinations of axial movement and deflection. This can be achieved by assembling the couplings at the mid-point of the maximum available gap (half-way between fully-butted and fully-gapped). In free-floating systems, use directional changes or offsets of sufficient length to accommodate movement without exceeding the deflection values shown in Table 1.



Since flexible couplings permit linear movement, internal pressure can cause pipe growth to accumulate at the end of the run in unanchored systems. The amount of growth is dictated by the position of the pipe ends following installation. Butted pipe ends will allow full growth, while fully gapped pipe ends will allow no growth. Thermal expansion adds to this accumulation. Thus, offsets must be of sufficient length to prevent excess deflection and harmful bending moments at these joints.

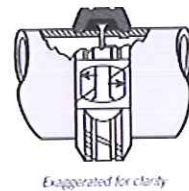


RIGID COUPLINGS

Victaulic rigid couplings provide a rigid joint through mechanical and frictional interlock on the pipe ends. The Style 07 Zero-Flex, Style 005 FireLock®, and the Style HP-70 couplings positively clamp the pipe to resist flexural and torsion loads. This keeps the pipe aligned without deflection during operation.



HP-70 COUPLING



STYLE 07 ZERO-FLEX COUPLING

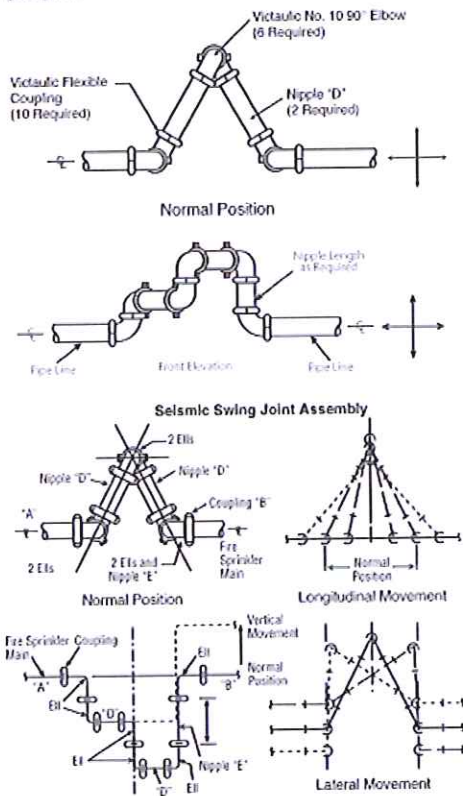
In seismic applications, rigid couplings may be used in any areas where flexibility is not desired, including long, straight runs and 2-inch or smaller-sized branch lines (often where codes do not require flexible couplings). Rigid couplings eliminate the movement that occurs with flexible, grooved joints, and therefore have support and hanging requirements similar to welded systems (corresponding to NFPA 13, ANSI B31.1, and ANSI B31.9). Refer to Submittal 26.01 for additional information on piping support for flexible and rigid couplings. Grooved piping with rigid couplings typically incorporates sway bracing similar to other types of rigid piping systems to minimize the relative movement with respect to the building structure.

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

SEISMIC MOVEMENT COMPENSATION DEVICES

Devices or piping configurations that accommodate seismic movement are typically required to isolate independently moving structures, where piping on either side must move separately from the other side. They are designed so that the piping on each side is fixed to the adjacent, respective structure. Various compensation methods are available and include seismic swing joints, loops, offsets, and Style 155 Expansion Joints.

Seismic swing joints are widely accepted for accommodating large pipe movements. Section 6-4.3 of NFPA 13 (1999) states that seismic swing joints are required for all pipe sizes of mains and branches that cross a seismic separation joint above ground. Seismic swing joints are made of flexible couplings, pipe nipples, and grooved elbows similar to the following diagram.



Dimensions for various sizes, depending on movement requirements, are provided in the following table. The amount of available pipe movement must be enough to accommodate the calculated differential earthquake motions. Support recommendations can be found in the next section.

SEISMIC SWING JOINT SIZING CHARTS TO DETERMINE "D" LENGTH FOR IPS CARBON STEEL PIPE

TABLE 2A – ROLL GROOVED PIPE*

SIZE	Dimensions							
	1/2 25 mm Mvmt.	2/3 51 mm Mvmt.	3/4 76 mm Mvmt.	4/5 102 mm Mvmt.	5/6 127 mm Mvmt.	6/7 152 mm Mvmt.	7/8 178 mm Mvmt.	
2	3.25	6.50	4	14	25	36	47	57
60.3	83	165	102	356	635	915	1194	1448
2 1/2	3.75	7.50	4	16	31	45	58	71
73.0	95	191	102	458	768	1143	1474	1804
3	4.25	8.50	4	22	37	53	69	84
88.9	108	216	102	559	940	1347	1753	2134
4	5.00	10.00	4	7	11	16	23	30
114.3	127	254	102	178	280	407	585	762
5	5.50	11.00	6	7	14	22	31	39
141.3	140	279	153	178	356	559	788	991
6	6.50	13.00	6	7	16	26	36	46
168.3	165	330	153	178	407	661	915	1169
8	7.75	15.50	6	9	22	35	49	62
219.1	197	394	153	229	559	889	1245	1575
10	9.00	18.00	8	14	31	48	65	83
273.0	229	457	204	356	768	1220	1677	2109
12	10.00	20.00	8	16	35	54	73	92
323.9	254	508	204	407	889	1372	1855	2337

*Values were calculated using standard #10 IPS cast grooved elbows. If other elbows are used, "E" length will change accordingly.

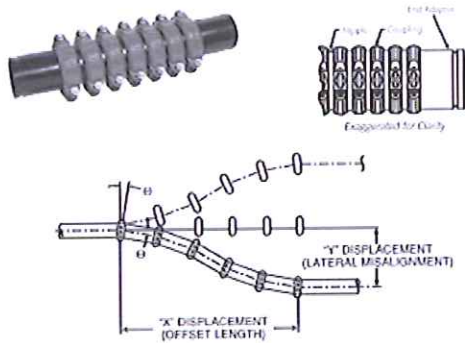
TABLE 2B – CUT GROOVED PIPE*

SIZE	Dimensions							
	1/2 25 mm Mvmt.	2/3 51 mm Mvmt.	3/4 76 mm Mvmt.	4/5 102 mm Mvmt.	5/6 127 mm Mvmt.	6/7 152 mm Mvmt.	7/8 178 mm Mvmt.	
2	3.25	6.50	4	7	11	14	20	25
60.3	83	165	102	178	280	356	508	635
2 1/2	3.75	7.50	4	7	12	18	25	31
73.0	95	191	102	178	305	458	635	788
3	4.25	8.50	4	7	14	22	30	38
88.9	108	216	102	178	356	559	762	966
4	5.00	10.00	4	7	11	14	18	21
114.3	127	254	102	178	280	356	458	534
5	5.50	11.00	6	7	11	14	18	21
141.3	140	279	153	178	280	356	458	534
6	6.50	13.00	6	7	11	14	18	21
168.3	165	330	153	178	280	356	458	534
8	7.75	15.50	6	7	11	14	18	22
219.1	197	394	153	178	280	356	458	559
10	9.00	18.00	8	8	11	14	23	31
273.0	229	457	204	204	280	356	585	768
12	10.00	20.00	8	8	11	16	25	35
323.9	254	508	204	204	280	407	635	889

*Values were calculated using standard #10 IPS cast grooved elbows. If other elbows are used, "E" length will change accordingly.

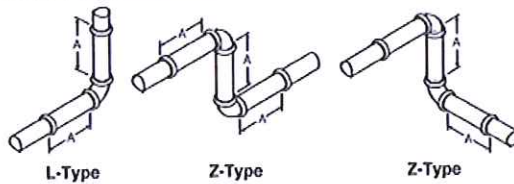
Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

Victaulic Style 155 Expansion Joints are a combination of couplings and specially machined short pipe nipples that provide pipeline expansion and contraction and are ideal for lateral pipe movement. The nipples are precisely grooved to provide full linear allowance at each joint.



The movement characteristics of flexible couplings provide linear movement and angular deflection for offsets. This can be beneficial for applications where small amounts of pipe movement compensation are required from an in-line configuration. In accordance with Victaulic specifications and code requirements, the configuration must be supported properly. Special techniques may be required to achieve this support while providing the desired movement.

Victaulic flexible couplings, grooved elbows, and grooved pipe ends can be assembled in L-type or Z-type offset configurations to achieve movement through deflection at each flexible coupling. The minimum required pipe lengths adjacent to the elbows can be calculated by using published information for deflection values of flexible couplings (see Table 1), as shown in the following examples. The equations provide the minimum nipple lengths ("A") required to achieve the required movement in all three directions. In applications where only two directions of movement are required, the layouts can be optimized with shorter lengths. Please contact Victaulic for details. Note that the specified length must be able to move freely in order to ensure proper operation. Local code requirements and feasibility must be evaluated to verify whether the layout is practical.



EXAMPLE FOR L TYPE LAYOUT

$$A = (\sqrt{2}) \times (\text{required movement}) / (\text{coupling capability})$$

TABLE 3A – ROLL GROOVED PIPE

SIZE	Cplg. Deflect. Cap.	Cplg. Design Deflect.	Minimum "A" Length (feet/m) for L Type Offset			
			1" 25 mm Mvmt.	2" 51 mm Mvmt.	3" 76 mm Mvmt.	4" 102 mm Mvmt.
2	0.32	0.16	6.9	17.7	26.6	35.4
60.3	27	13	2.7	5.4	8.1	10.8
2 1/2	0.26	0.13	10.9	21.8	32.7	43.6
73.0	22	11	3.3	6.6	10.1	13.3
3	0.22	0.11	12.9	25.8	38.6	51.5
68.9	18	9	3.9	7.9	11.8	15.7
4	0.34	0.25	5.7	11.4	17.0	22.7
114.3	28	21	1.7	3.5	5.2	6.9
5	0.27	0.20	7.1	14.2	21.3	28.3
141.3	23	17	2.2	4.3	6.5	8.6
6	0.23	0.17	8.4	16.7	25.0	33.3
168.3	19	14	2.6	5.1	7.6	10.1
8	0.18	0.15	9.5	18.9	28.3	37.8
219.1	15	11	2.9	5.8	8.6	11.5
10	0.14	0.10	14.2	28.3	42.5	56.6
273.0	12	9	4.3	8.6	13.0	17.3
12	0.12	0.09	15.8	31.5	47.2	62.9
323.9	10	8	4.8	9.6	14.4	19.2

TABLE 3B – CUT GROOVED PIPE

SIZE	Cplg. Deflect. Cap.	Cplg. Design Deflect.	Minimum "A" Length (feet/m) for L Type Offset			
			1" 25 mm Mvmt.	2" 51 mm Mvmt.	3" 76 mm Mvmt.	4" 102 mm Mvmt.
2	0.63	0.32	4.4	8.8	13.3	17.7
60.3	27	13	1.3	2.7	4.1	5.4
2 1/2	0.52	0.26	5.4	10.9	16.3	21.8
73.0	22	11	1.6	3.3	5.0	6.6
3	0.43	0.22	6.4	12.9	19.3	25.7
68.9	18	9	2.0	3.9	5.9	7.8
4	0.67	0.50	2.8	5.7	8.5	11.3
114.3	28	21	0.9	1.7	2.6	3.4
5	0.54	0.40	3.5	7.1	10.6	14.1
141.3	23	17	1.1	2.2	3.2	4.3
6	0.45	0.33	4.3	8.6	12.9	17.1
168.3	19	14	1.3	2.6	3.9	5.2
8	0.35	0.26	5.4	10.9	16.3	21.8
219.1	15	11	1.6	3.3	5.0	6.6
10	0.28	0.21	6.7	13.5	20.2	26.9
273.0	12	9	2.1	4.1	6.2	8.2
12	0.23	0.17	8.3	16.6	25.0	33.3
323.9	10	8	2.5	5.1	7.6	10.2

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

EXAMPLE FOR Z TYPE LAYOUT

$A = (\text{required movement}) / (\text{coupling capability})$

TABLE 3C – ROLL GROOVED PIPE

SIZE	Cplg. Deflect. Cap.	Cplg. Design Deflect.	Minimum "A" Length (feet/m) for Z Type Offset					
			1" 25 mm Mynt.	2" 51 mm Mynt.	3" 76 mm Mynt.	4" 102 mm Mynt.	5" 127 mm Mynt.	6" 152 mm Mynt.
Nom. In. Actual mm	in/ft min/in	in/ft min/in						
2 60.3	0.32 27	0.16 13	6.3 1.9	12.5 3.8	18.8 5.7	25.0 7.6	31.3 9.5	37.5 11.4
2½ 73.0	0.26 22	0.13 11	7.7 2.3	15.4 4.7	23.1 7.0	30.8 9.4	38.5 11.7	46.2 14.1
3 88.9	0.22 18	0.11 9	9.1 2.6	18.2 5.5	27.3 8.3	36.4 11.1	45.5 13.9	54.6 16.6
4 114.3	0.34 28	0.25 21	4.0 1.2	8.0 2.4	12.0 3.7	16.0 4.9	20.0 6.1	24.0 7.3
5 141.3	0.27 23	0.20 17	5.0 1.5	10.0 3.0	15.0 4.6	20.0 6.1	25.0 7.6	30.0 9.1
6 168.3	0.23 19	0.17 14	5.9 1.8	11.8 3.6	17.7 5.4	23.6 7.2	29.5 9.0	35.3 10.8
8 219.1	0.18 15	0.13 11	7.7 2.3	15.4 4.7	23.1 7.0	30.8 9.4	38.5 11.7	46.2 14.1
10 273.0	0.14 12	0.10 9	10.0 3.0	20.0 6.1	30.0 9.1	40.0 12.2	50.0 15.2	60.0 18.3
12 323.9	0.12 10	0.09 8	11.2 3.4	22.3 6.8	33.4 10.2	44.5 13.6	55.6 16.9	66.7 20.3

TABLE 3D – CUT GROOVED PIPE

SIZE	Cplg. Deflect. Cap.	Cplg. Design Deflect.	Minimum "A" Length (feet/m) for Z Type Offset					
			1" 25 mm Mynt.	2" 51 mm Mynt.	3" 76 mm Mynt.	4" 102 mm Mynt.	5" 127 mm Mynt.	6" 152 mm Mynt.
Nom. In. Actual mm	in/ft min/in	in/ft min/in						
2 60.3	0.63 53	0.32 27	3.2 1.0	6.3 1.9	9.4 2.9	12.5 3.8	15.7 4.8	18.8 5.7
2½ 73.0	0.52 43	0.26 22	3.9 1.2	7.7 2.3	11.6 3.5	15.4 4.7	19.3 5.9	23.1 7.0
3 88.9	0.43 36	0.22 18	4.5 1.4	9.1 2.8	13.7 4.2	18.2 5.5	22.8 6.9	27.3 8.3
4 114.3	0.67 56	0.50 42	2.0 0.6	4.0 1.2	6.0 1.8	8.0 2.4	10.0 3.0	12.0 3.7
5 141.3	0.54 45	0.40 33	2.5 0.8	5.0 1.5	7.5 2.3	10.0 3.0	12.5 3.8	15.0 4.6
6 168.3	0.45 38	0.33 28	3.1 0.9	6.1 1.9	9.1 2.8	12.2 3.7	15.2 4.6	18.2 5.5
8 219.1	0.35 29	0.26 22	3.9 1.2	7.7 2.3	11.6 3.5	15.4 4.7	19.3 5.9	23.1 7.0
10 273.0	0.28 23	0.21 13	4.8 1.5	9.6 2.9	14.3 4.4	19.1 5.8	23.9 7.3	28.6 8.7
12 323.9	0.23 19	0.17 14	5.9 1.8	11.8 3.6	17.7 5.4	23.6 7.2	29.5 9.0	35.3 10.8

SYSTEM BRACING/SUPPORT GUIDELINES

Government reports indicate that the differential motions that exist in an un-braced system during an earthquake tend to cause failure of rigid fittings and junctions, especially threads. Victaulic flexible grooved systems can allow differential motions to occur without excessive stress to the pipe or coupling. Victaulic publishes the amount of deflections and allowable pipe movements of flexible couplings in all applicable literature (see Table 1).

Various codes require that the systems be adequately braced against earthquake forces. In addition, pipes cannot be fastened to

independently moving structures, such as a wall and a ceiling, or a ceiling and a floor, without installing a movement compensation device. Nor can pipe on one side of the device be fastened to the opposing structure. A system that is braced properly will move with the structure with controlled or limited additional stress to the pipe or Victaulic components.

Local codes should be consulted to determine whether un-braced systems are permitted within the given seismic zone. During an earthquake, un-braced systems may sway unpredictably in response to ground motions. The amount of sway (amplitude) and acceleration will depend upon the severity of the disturbance, the natural frequency of the piping system, and the amount of vibration damping in the system.

Connections between system components and equipment in independently moving sections of a structure may also require bracing. The independently moving sections may include walls, ceilings, fixed equipment, piping, separate buildings, etc. Ground motions (up to 10 inches) are possible at the epicenter of earthquakes. Government reports confirm the failure of components that cannot accommodate these movements.

Seismic bracing and piping supports are utilized in piping systems to prevent excessive movement during a seismic occurrence, which could result in excessive stresses to the piping system if not properly braced. Piping supports for a Victaulic grooved piping system must limit pipe movements so they do not exceed the recommended allowable deflections, pipe end movements, and end loads. NFPA 13 covers these systems and requires sprinkler systems to be protected to minimize or prevent pipe breakage in areas subject to earthquakes. This is accomplished through two techniques:

- 1) Make the piping flexible, where necessary (flexible couplings)
- 2) Attach the piping directly to the building structure for minimum relative movement (sway bracing)

Sway bracing is intended to brace main sprinkler piping so that it will withstand a horizontal force equal to 50% of the weight of the water-filled piping. A piping system designed to withstand this force without breakage or permanent deformation is considered reasonably safe from the effects of seismic forces.

The use of a multiplier has also been incorporated into calculations to adjust this value for specific geographical areas where higher or lower seismic accelerations are expected. This multiplier may be as low as 0.4 or as high as 2.4. The use of this multiplier is subject to the requirements of the local building code.

"Two-way" bracing prevents piping from oscillating in one direction (lateral or longitudinal), while "four-way" bracing provides simultaneous lateral and longitudinal bracing action. Lateral movement refers to side-to-side pipe movement (perpendicular to run), while longitudinal movement refers to in-line movement (parallel to run). Vertical loads are not frequently considered in bracing calculations, since the upward component is typically assumed to be incorporated into design safety factors. In all cases, sway bracing must be connected directly to the building structure. "Four-way" sway bracing is typically used at the top of a riser. Generally, branch lines are not laterally braced, except for where movement could damage other equipment. Additionally, branch movement is limited by bracing the mains. Typically, design guides do not require seismic bracing for 2-inch and smaller lines because the piping is considered durable enough to withstand seismic forces without damage. Instead, the branches incorporate restraints (smaller bracing) for lateral and vertical control. Restraints are also used at the ends to minimize the whipping action of the branch lines at these locations. Sway bracing is typically required for 2½-inch and larger branch lines. Consult the local code for specific requirements.

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

Seismic separation assemblies using flexible couplings (i.e. seismic swing joints) are typically required for all pipe sizes when the above-ground piping crosses between independently moving building segments. Our experience has shown that the first adjacent length of pipe on each side of the grooved seismic swing joint should be rigidly attached to the corresponding structure with adequate bracing. The swing joint must be supported in a manner that will not prohibit proper operation during an earthquake. Non-restraining hangers should be incorporated to support the grooved elbows and pipe nipples of the assembly. NOTE: Code requirements take precedence over these recommendations.

Section 6-4.4.1 of NFPA 13 (1999) stipulates that the diameter of holes, where pipe passes through walls or other obstructions, must be as follows:

- 2 inches larger than pipe 3½ inches and smaller
- 4 inches larger than pipe 4 inches and larger.

This standard also stipulates that the piping must have at least two inches of clearance around other structural members that are not penetrated or used to support the piping. Exceptions to this include piping that passes through gypsum or other non-fire-related material and when flexible couplings are within 1 foot of each side of the wall or obstruction. When the applicable building code requires that the annular space around the piping be filled, a flexible sealant, such as mastic, must be used.

This criteria defines the method by which sprinkler systems are protected from seismic movements under NFPA 13. Other piping systems will have varying installation requirements to provide for earthquake conditions, depending on the specific system, its proximity to seismic zones; the level of seismic zone, and conformance to local, state, and/or national codes. Therefore, each system must be reviewed on an individual basis to determine the support mechanism and the proper incorporation of flexible and rigid couplings.

Factory Mutual provides design steps for sway bracing in Data Sheet 2-8, Earthquake Protection for Water-based Fire Protection Systems, which states the following:

Step 1: Lay out sway bracing locations with respect to the sprinkler piping and to the structural members to which the bracing will be attached

Step 2: Calculate the seismic design load requirements for each sway bracing location.

Step 3: Select the proper sway bracing shape, angle of attachment, size, and maximum length based on the horizontal design load requirement.

Step 4: Select the proper attachment method for the sway bracing to the structure and to the piping.¹

Systems installed with Victaulic rigid couplings can be supported and braced for seismic occurrences in a similar way to threaded and welded systems. The hanger spacing requirements for Victaulic rigid couplings are in accordance with standard industry codes for threaded and welded systems. These nationally recognized codes are ANSI B31.1 Power Piping Code, ANSI B31.9 Building Services Code and NFPA 13 Sprinkler Systems.

Victaulic Company's pipe support recommendations for both flexible and rigid systems can be found in the following Tables 4A through 4C. The tables show the suggested maximum span between pipe supports for horizontal straight runs of standard-weight steel pipe that carry water or similar liquids.

RIGID SYSTEMS

For Victaulic rigid coupling Styles 07, 307, HP-70, 005, and others, the Maximum Hanger Spacing below may be used.

TABLE 4A

PIPE SIZE Nominal Inches Actual mm	Suggested Maximum Span Between Supports Feet/meters					
	Water Service			Gas or Air Service		
	*	†	‡	*	†	‡
1 33.7	7 2.1	9 2.7	12 3.7	9 2.7	9 2.7	12 3.7
1½ 42.4	7 2.1	11 3.4	12 3.7	9 2.7	11 3.4	12 3.7
2 50.8	7 2.1	12 3.7	15 4.6	9 2.7	13 4.0	15 4.6
2½ 63.5	10 3.1	13 4.0	15 4.6	13 4.0	15 4.6	15 4.6
3 76.2	12 3.7	15 4.6	15 4.6	15 4.6	17 5.2	15 4.6
4 101.6	14 4.3	17 5.2	15 4.6	17 5.2	21 6.4	15 4.6
6 152.4	17 5.2	20 6.1	15 4.6	21 6.4	25 7.6	15 4.6
8 203.2	19 5.8	21 6.4	15 4.6	24 7.3	28 8.5	15 4.6
10 254.0	19 5.8	21 6.4	15 4.6	24 7.3	31 9.5	15 4.6
12 304.8	23 7.0	21 6.4	15 4.6	30 9.1	33 10.1	15 4.6
14 355.6	23 7.0	21 6.4	15 4.6	30 9.1	33 10.1	15 4.6
16 406.4	27 8.2	21 6.4	15 4.6	35 10.7	33 10.1	15 4.6
18 457.0	27 8.2	21 6.4	15 4.6	35 10.7	33 10.1	15 4.6
20 508.0	30 9.1	21 6.4	15 4.6	39 11.9	33 10.1	15 4.6
24 610.0	32 9.8	21 6.4	15 4.6	42 12.8	33 10.1	15 4.6

* Spacing corresponds to ANSI B31.1 Power Piping Code.

† Spacing corresponds to ANSI B31.9 Building Services Piping Code.

‡ Spacing corresponds to NFPA 13 Sprinkler Systems

FLEXIBLE SYSTEMS

For coupling Styles including 75, 77, and others.

Standard, grooved-type couplings allow angular, linear, and rotational movement at each joint to accommodate expansion, contraction, settling, vibration, noise, and other piping system movement. These features provide advantages in designing piping systems but must be considered when determining hanger and support bracing and location.

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

Maximum Hanger Spacing
For straight runs without concentrated loads and where full linear movement is required.

TABLE 4B

PIPE SIZE Nominal Inches Actual mm	Pipe Length in Feet/meters									
	7 2.1	10 3.0	12 3.7	15 4.6	20 6.1	22 6.7	25 7.6	30 9.1	35 10.7	40 12.2
1/2 - 1 26.9 - 33.7	1	2	2	2	3	3	4	4	5	6
1 1/4 - 2 42.4 - 60.3	1	2	2	2	3	3	4	4	5	5
2 1/2 - 4 73.0 - 114.3	1	1	2	2	2	2	2	3	4	4
5 - 8 141.3 - 219.1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3
10 - 12 273.0 - 323.9	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3
14 - 16 355.6 - 406.4	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3
18 - 24 457.0 - 610.0	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3
28 - 42 711.0 - 1067.0	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3

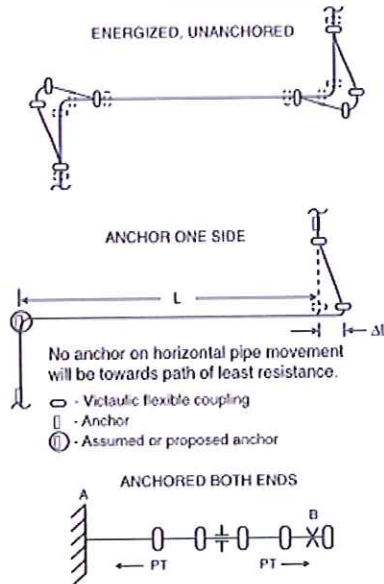
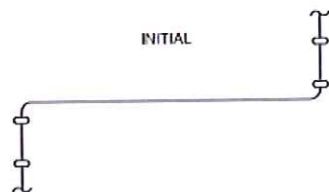
*No pipe length should be left unsupported between any two couplings.

Maximum Hanger Spacing
For straight runs without concentrated loads and where full linear movement is not required.

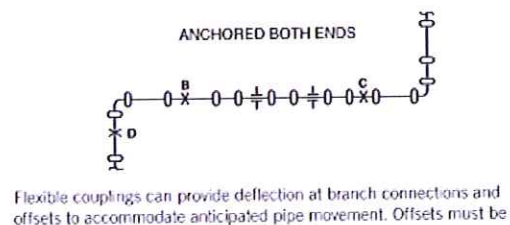
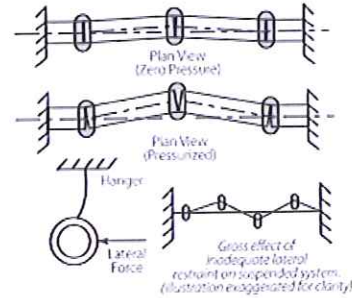
TABLE 4C

PIPE SIZE RANGE Nominal Inches Actual mm	Suggested Maximum Span Between Supports Feet/meters
1/2 - 1 26.9 - 33.7	8 2.4
1 1/4 - 2 42.4 - 60.3	10 3.0
2 1/2 - 4 73.0 - 114.3	12 3.7
5 - 8 141.3 - 219.1	14 4.3
10 - 12 273.0 - 323.9	16 4.9
14 - 16 355.6 - 406.4	18 5.5
18 - 30 457.0 - 762.0	20 6.1
32 - 42 813.0 - 1067.0	21 6.4

The system designer should note that flexible couplings installed with partial gaps or fully-butteted pipe ends will allow the pipe to expand fully when the system is energized. Strategically placed anchors will contain the energized system between the anchors. Also, pipe guides and proper pipe support will help to prevent angular deflection at the joints that would otherwise reduce the amount of linear movement capable at each joint.



Unrestrained, deflected joints will straighten under axial pressure thrusts and other forces that act to pull pipes apart. If deflection is desired, anchors or lateral resistance must be applied to the lines to help maintain joint deflection. Lateral forces will always act upon deflected joints due to internal pressure. A fully deflected joint will not provide linear movement that is normally available at the joint. Conversely, angular deflection at fully-butteted or fully-gapped joints is not possible, unless the pipe ends can shorten and grow, as required. Partially deflected joints will provide some portion of linear movement.



Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

long enough to provide sufficient deflection to prevent harmful bending moments, which would be induced at the joints of the offset. NOTE: If the pipes were to expand due to thermal changes, additional pipe growth would also take place at the ends.

SEISMIC CALCULATIONS

Victaulic grooved products have consistently demonstrated the ability to withstand considerable forces during earthquakes. When exposed to bending forces, they have remained intact. A bending moment will occur when the joint deflects beyond its maximum allowable angular deflection. Where these deflections are anticipated, additional flexible couplings should be installed to accommodate this movement. Several agencies, such as ASTM and Underwriters Laboratories (UL), have established methods for qualification of bending loads. However, the following is a list of the minimum bending moments that Victaulic products must withstand to obtain a UL Listing. UL established the minimum bending moment requirements through the following method from UL Standard 213, Rubber Gasketed Fittings for Fire Protection:

The bending moments are calculated based on twice the weight of the water filled pipe over twice the maximum distance between supports specified in the Standard for Installation of Sprinkler Systems, NFPA 13.2 This UL standard is one of several publications for bending moment requirements. ASTM F-1476 is another standard that provides bending loads based on hanger spacing, etc. The couplings are tested only to the respective bending moment shown, and factor of safety is built into these values. All bending moments were applied at their maximum UL pressure rating. These values are provided as information only and must not be used for design purposes. However, they can be compared to minimum theoretical values required by various building codes to demonstrate the actual capabilities versus design requirements.

MINIMUM REQUIRED BENDING MOMENT AT COUPLING ON STANDARD WALL PIPE

TABLE 5

COUPLING SIZE Nominal In. Actual mm	Bending Moment ft-lb N • m	COUPLING SIZE Nominal In. Actual mm	Bending Moment ft-lb N • m
1	300	6	7085
3/4	407	164.3	9600
1 1/4	420	8	11304
47.4	569	219.1	15317
1 1/2	610	10	16785
48.3	1098	273.0	22744
2	1150	12	22950
60.3	1558	323.9	31098
2 1/2	1770	14	27450
73.0	2395	355.6	37195
3	2426	16	35841
88.9	3287	406.4	48568
3 1/2	3013	18	45360
101.6	4083	457.0	61463
4	3645	20	54747
114.3	4939	508.0	74176
5	5238	24	77670
141.3	7098	610.0	105244

The following static analysis equations and resulting values demonstrate the capabilities of Victaulic products in seismic conditions. The results provided in the following tables show that properly assembled Victaulic grooved couplings exceed the performance requirements to which threaded and welded piping systems currently conform for use in pre-approved seismic systems. In addition, Victaulic has a 75-year history of successful use of these products in commercial building applications, mining, municipal, industrial, oilfield, and fire protection. These results are in accordance with the requirements of the latest revision of the

California Building Code. Section 1630B.2 states that piping, ducting, conduit systems, and connections that are constructed of ductile materials may use the values of C_p from Table 16B-0. Victaulic grooved coupling housings are constructed of durable ductile iron that is dual certified to ASTM A395, Grade 65-45-15 and ASTM A536, Grade 65-45-12. ASTM A395 is the formulation commonly referenced in ASTM B31 codes for ductile iron pressure-containing components, while ASTM A536 is a widely accepted formulation used in modern castings.

INTERNATIONAL BUILDING CODE (2000)

Seismic forces calculated in accordance with IBC are determined as follows:

$$F_p = (0.4A_p S_{DS} W_p) \frac{f_p}{W_p} \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right)$$

which can be simplified to the following equation based on the maximum value of F_p :

$$F_p = 1.6 S_{DS} I_p W_p$$

where

F_p is the design lateral force for non-structural components.

S_{DS} is design spectral response acceleration (0.33, based on $S_{DS} = 2F_a S/3$, where $F_a = 2.5$ for worst case soft soil and $S_s = 0.2$, for worst case spectral acceleration).

I_p is importance factor (1.5 for critical facility).

W_p is component operating weight.

When required, the vertical component of the force is calculated by:

$$F_p v = 0.25 S_{DS} W_p$$

The following chart provides results using the first simplified equation as a general case.

STANDARD WALL CARBON STEEL PIPE SINGLE SPAN, SIMPLE SUPPORT

TABLE 6

SIZE Nominal In. Actual mm	W_p lb/ft kg/m	F_p lb/ft kg/m	M ft-lb N • m	Safety Factor*
2	5.1	4.0	800	1.44
60.3	7.6	6.0	1084	
2 1/2	7.9	6.3	1260	1.41
73.0	11.8	9.4	1707	
3	10.8	8.6	1720	1.41
88.9	16.1	12.8	2331	
4	16.3	12.9	2580	1.41
114.3	24.3	19.2	3496	
6	31.5	25.0	5000	1.42
168.3	46.9	37.2	6775	
8	50.2	39.8	7960	1.42
219.1	74.7	59.2	10786	
10	74.6	59.1	11320	1.42
273.0	111.0	87.9	16016	
12	98.6	78.1	15620	1.47
323.9	145.7	116.2	21165	
14	114.3	90.5	18100	1.52
355.6	170.1	134.7	24526	
16	141.7	112.2	22440	1.60
406.4	210.8	167.0	30407	
18	171.8	135.1	27220	1.67
457.0	255.6	202.5	36884	
20	204.6	162.0	32490	1.69
508.0	304.4	241.1	43902	
24	278.4	220.5	44700	1.76
610.0	414.3	328.1	59256	

*Safety factor is based on comparison of calculated bending moment (M) to UL minimum required bending moment which all Listed Victaulic couplings must withstand.

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

CALIFORNIA BUILDING CODE (BASED ON 1997 UNIFORM BUILDING CODE)

$$F_p = 0.4 C_a I_p W_p$$

or, to consider the higher accelerations which occur on upper elevations of a structure,

$$F_p = (a_p C_a I_p / R_p) (1 + 3h_r / h_s) W_p$$

where

F_p is the design lateral force for nonstructural components.

a_p is component amplification factor (1.0 for piping).

C_a is the seismic coefficient (between 0.06 and 0.44, depending on seismic acceleration zone and soil profile).

I_p is the importance factor (1.5 for essential facility).

R_p is the response modification factor (3.0 for piping).

h_s is component elevation (components on upper elevations receive more accelerations than lower floors).

h_r is roof elevation.

W_p is distributed load of the pipe (weight per foot of pipe and water).

The following chart provides results using the first equation as a general case, with C_a of 0.44 (worst case) and I_p of 1.5.

STANDARD WALL CARBON STEEL PIPE SINGLE SPAN, SIMPLE SUPPORT

TABLE 7

SIZE Nominal In. Actual mm	Wp lb/ft kg/m	Fp lb/ft kg/m	M ft-lb N-m	Safety Factor*
2	5.1	14	270	4.26
60.3	7.6	21	366	
2½	7.9	21	418	4.23
73.0	11.8	31	566	
3	10.8	29	570	4.26
88.9	16.1	4.3	772	
4	16.3	4.3	860	3.50
114.3	24.3	6.4	1155	
6	31.5	8.3	1664	4.26
168.3	46.9	12.4	2355	
8	50.2	13.3	2650	4.27
219.1	74.7	19.8	3991	
10	74.6	19.7	3935	4.26
273.0	111.0	29.3	5335	
12	98.6	26.0	5206	4.41
323.9	145.7	38.7	7054	
14	114.3	30.2	6036	4.55
355.6	170.1	44.9	8179	
16	141.7	37.4	7432	4.79
406.4	210.6	55.7	10138	
18	171.8	45.4	9072	5.00
457.0	255.6	67.6	12293	
20	204.6	54.0	10802	5.07
508.0	304.4	80.4	14637	
24	278.4	73.5	14700	5.28
610.0	414.3	109.4	19919	

*Safety factor is based on comparison of calculated bending moment (M) to UL minimum required bending moment which all Listed Victaulic couplings must withstand.

1999 ASHRAE (BASED ON 1994 UNIFORM BUILDING CODE)

$$F_p = Z I C_p W$$

where

F_p is total design lateral seismic force (actually recalculates distributed load for piping system).

Z is seismic zone factor (0.4 based upon worse case seismic zone 4).

I is importance factor (1.5 based on essential facility).

C_p is horizontal force factor (0.75 for rigidly mounted pipe). (NOTE: resiliently mounted equipment, such as spring-mounted hangers, uses a C_p of 2.0).

W is distributed load (weight per foot of pipe and water).

STANDARD WALL CARBON STEEL PIPE SINGLE SPAN, SIMPLE SUPPORT

TABLE 8

SIZE Nominal In. Actual mm	Wp lb/ft kg/m	Fp lb/ft kg/m	M ft-lb N-m	Safety Factor*
2	5.1	2.3	460	2.50
60.3	7.6	3.4	623	
2½	7.9	3.5	708	2.50
73.0	11.8	5.2	959	
3	10.8	4.9	970	2.50
88.9	16.1	7.3	1314	
4	16.3	7.3	1467	2.48
114.3	24.3	10.9	1988	
6	31.5	14.2	2633	2.50
168.3	46.9	21.1	3539	
8	50.2	22.6	4522	2.50
219.1	74.7	33.6	6127	
10	74.6	33.6	6712	2.50
273.0	111.0	50.0	9095	
12	98.6	44.4	8871	2.58
323.9	145.7	66.1	12020	
14	114.3	51.4	10285	2.66
355.6	170.1	76.5	13936	
16	141.7	63.8	12752	2.81
406.4	210.6	94.9	17279	
18	171.8	77.31	15461	2.93
457.0	255.6	115.0	20950	
20	204.6	92.07	18414	2.97
508.0	304.4	137.0	24951	
24	278.4	125.29	25058	3.10
610.0	414.3	186.4	33954	

*Safety factor is based on comparison of calculated bending moment (M) to UL minimum required bending moment which all Listed Victaulic couplings must withstand.

SEISMIC TESTING OF VICTAULIC PRODUCTS

The performance of the Victaulic grooved-end piping system under seismic conditions was evaluated in a series of tests conducted by ANCO Engineers, Inc., an independent laboratory that specializes in seismic evaluations of products. The tests were conducted to assess the structural and functional integrity of Victaulic products during seismic loading for a major electric utility that was considering the use of grooved piping at one of its nuclear plant sites. The tests included flexible and rigid couplings, tees, elbows, reducers, and caps, as well as roll-grooved and cut-grooved pipe in 1 - 6-inch nominal sizes.

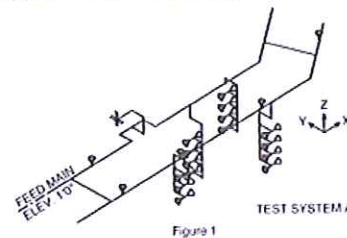


Figure 1

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System

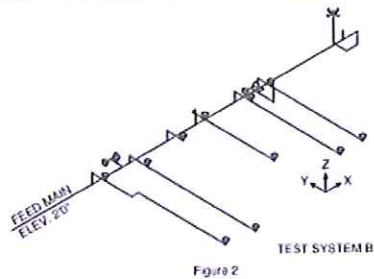


Figure 2

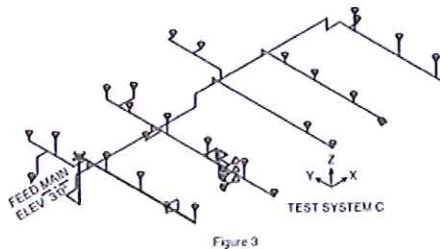


Figure 3

The laboratory used computerized data monitoring control and acquisition systems, plus servo-hydraulic actuators and feedback controls to conduct the tests. Three test segments (A, B, and C shown in figures 1, 2, and 3) were constructed on a shake table that measured 45-feet long by 14-feet wide and 14-feet high. Four linked actuators – two longitudinal and two transverse units – generated the pitch, roll, and yaw motions of earthquake activity.

Each simulated disturbance lasted 30 seconds, including a 5-second rise, 20 seconds of strong motion, and 5 seconds of delay time.

The tests simulated 13 different scenarios:

- Three less-than-operating-basis earthquakes (OBE) to establish the relationship between shake table drive signal gains and computed test response spectra (TRS)
- Six OBEs
- Two safe shutdown earthquakes (SSE)
- An earthquake scaled to 1.2 times SSE levels
- One scaled to 1.4 times SSE levels

The test system main feed line resonant frequencies ranged from 1.92 Hz (Y direction) to 40.6 Hz (Z direction). Shake-table input acceleration averaged 1.5g in each principal direction during the OBE tests, 2.25g during the SSE tests, and 2.9g under the highest-level (H-L) conditions (upward ground accelerations of up to 1.8g were recorded during the Northridge earthquake). The following table shows response accelerations in "G's" for the main feed lines of systems A, B, and C in directions X, Y, and Z during OBE, SSE, and H-L testing. These results apply only to Victaulic products and do not represent the performance capabilities of competitors' grooved products.

TABLE 9

	Operating-Basis Earthquake (OBE) Tests			Safe-Shutdown Earthquake (SSE) Tests			Highest Level (H-L) Tests		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
A	1.9	3.1	1.4	2.6	4.7	2.4	3.1	5.0	3.3
B	1.5	6.9	3.5	2.3	8.9	5.0	2.9	14.1	5.4
C	2.4	0.9	2.6	3.9	1.4	5.0	4.0	1.4	4.0

The 6.9g Y-direction result for System B during OBE testing reflected the use of a hard stop on the piping to simulate lack of rattle space near that location. Additionally, the highest-level test produced displacements in System B of $\pm 5.0''$ in the X direction and $\pm 1.6''$ - $6.0''$ in the Y direction. The previously mentioned hard stop limited the +Y direction displacement. The same test displaced System C $\pm 0.35''$ in the X direction and $\pm 3.5''$ in the Y direction.

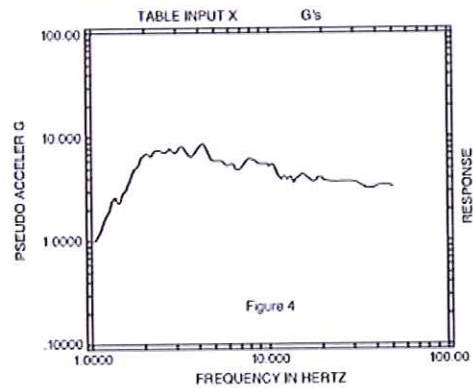


Figure 4

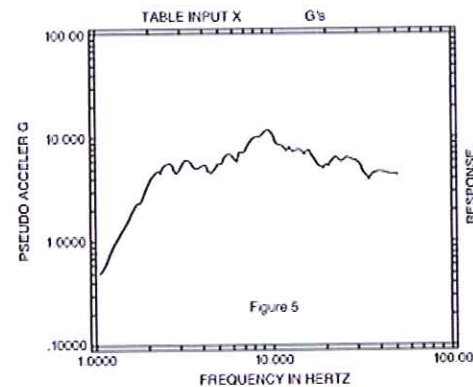
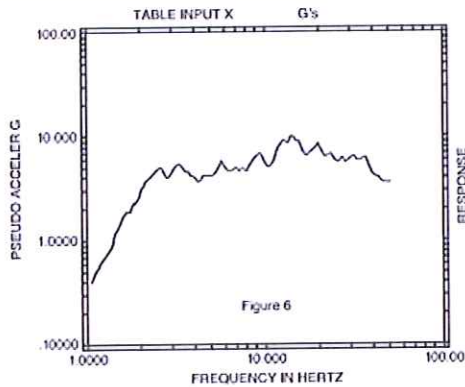


Figure 5

Design Data for Seismic Applications of Victaulic® Grooved System



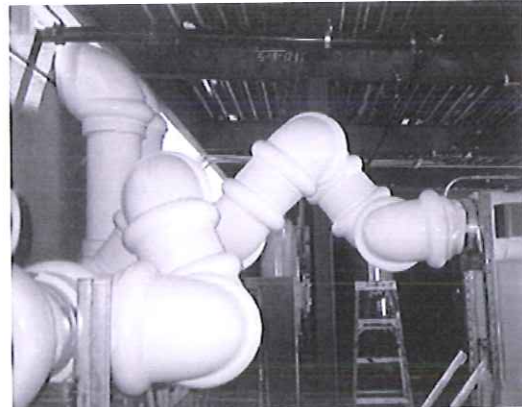
The severity of input motion is best described in terms of Test Response Spectra (TRS), which was calculated from measured test input motions. Figures 4, 5, and 6 are the TRS for the highest level event, which is impressively high. In the opinion of ANCO Engineers, Inc., few, if any, nuclear power plant sites would have higher Required Response Spectra (RRS) as design criteria above 1.5 Hz.

Post-test inspection by the laboratory of the Victaulic fittings and couplings revealed no abrasion, cracks, deformation, or damage of any kind, indicating it could continue to perform its intended function. Hydro-tests after the first OBE test demonstrated that these Victaulic components maintained functionality during and after the simulation, thereby substantiating their reliability under seismic conditions.

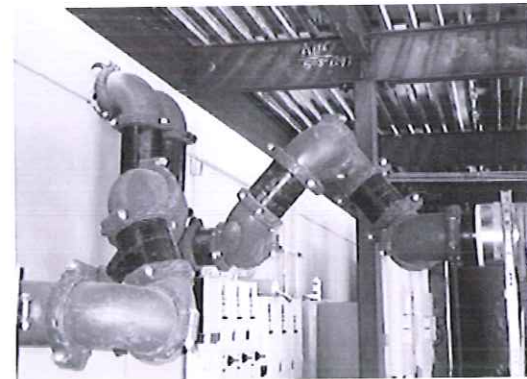
SUMMARY

Victaulic grooved products have consistently demonstrated the ability to withstand earthquakes when used on fire protection, HVAC, municipal, and industrial applications in seismic-active areas. Recognition of their inherent seismic accommodation characteristics by national and international organizations further attests to the superior design features of Victaulic grooved products. When properly used and installed in accordance with published requirements, Victaulic grooved products will provide durable pipe joints in seismic areas.

SEISMIC COMPATIBLE CONFIGURATION CAN BE EASILY INSULATED.



LOOP IS "Z" SHAPED TO ABSORB SEISMIC MOVEMENT.



For complete contact information, visit www.victaulic.com

26.12 2972 REV A UPDATED 10/2000

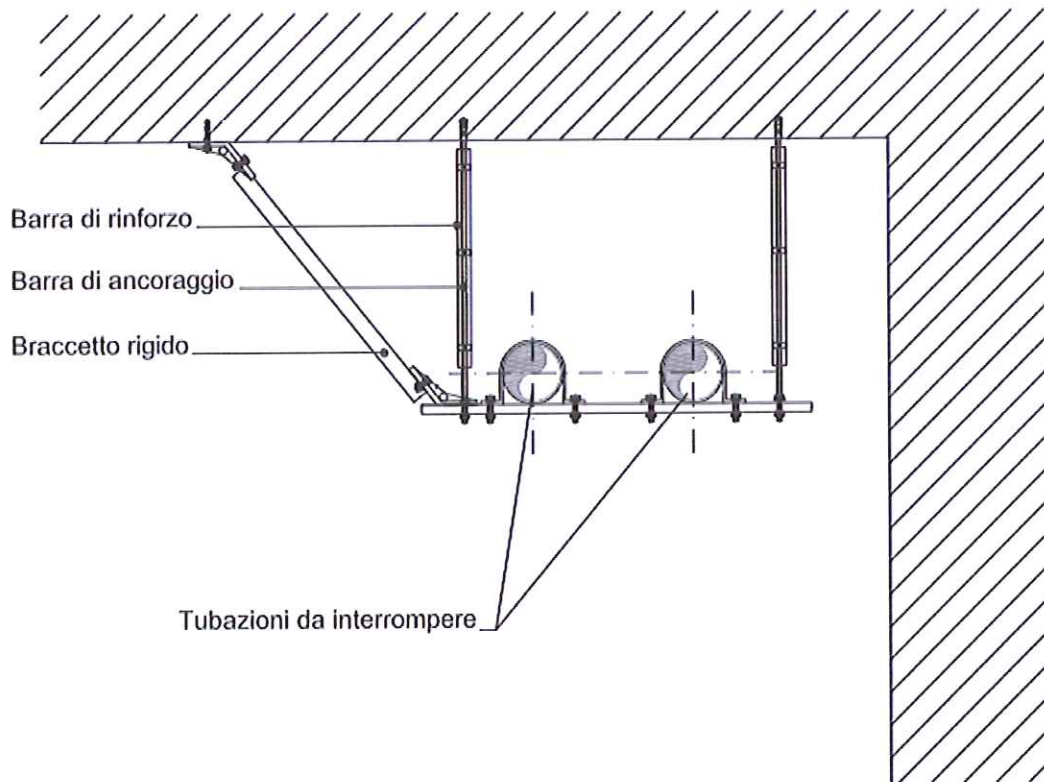
VICTAULIC IS A REGISTERED TRADEMARK OF VICTAULIC COMPANY. © 2000 VICTAULIC COMPANY. ALL RIGHTS RESERVED. PRINTED IN THE USA.

26.12

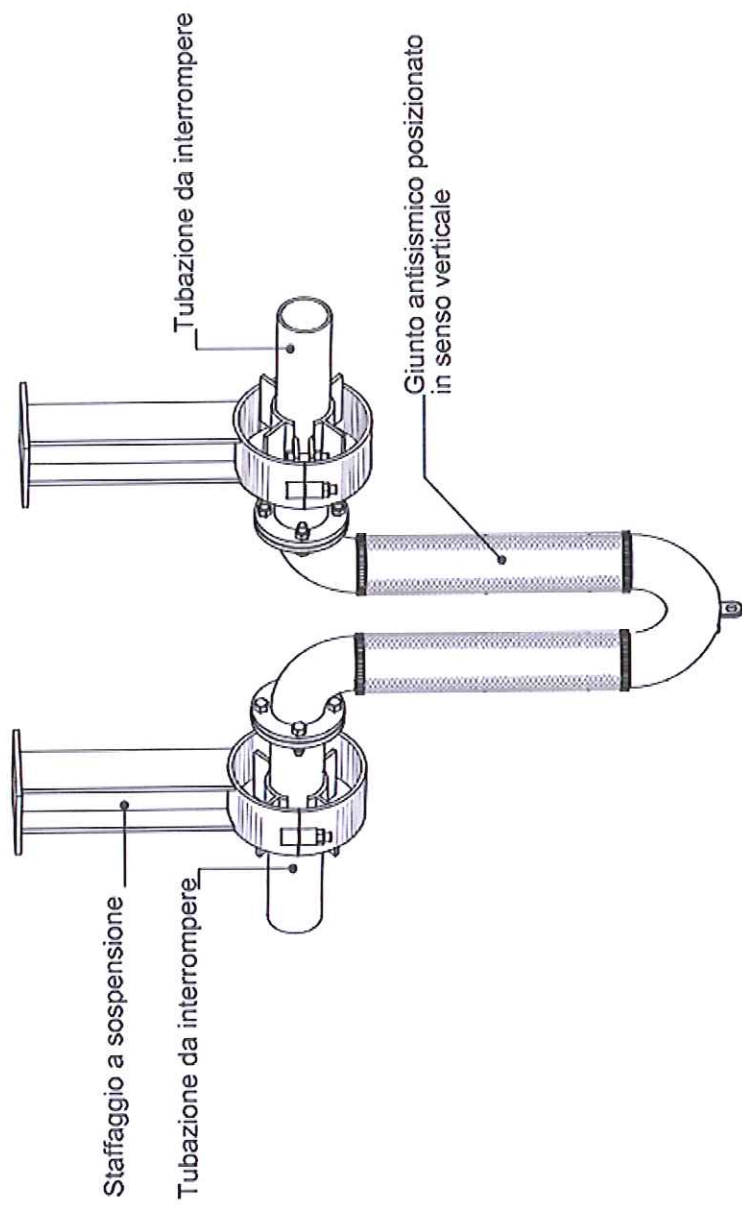
victaulic

SISTEMA DI STAFFAGGIO ANTISISMICO PER PIU' TUBAZIONI

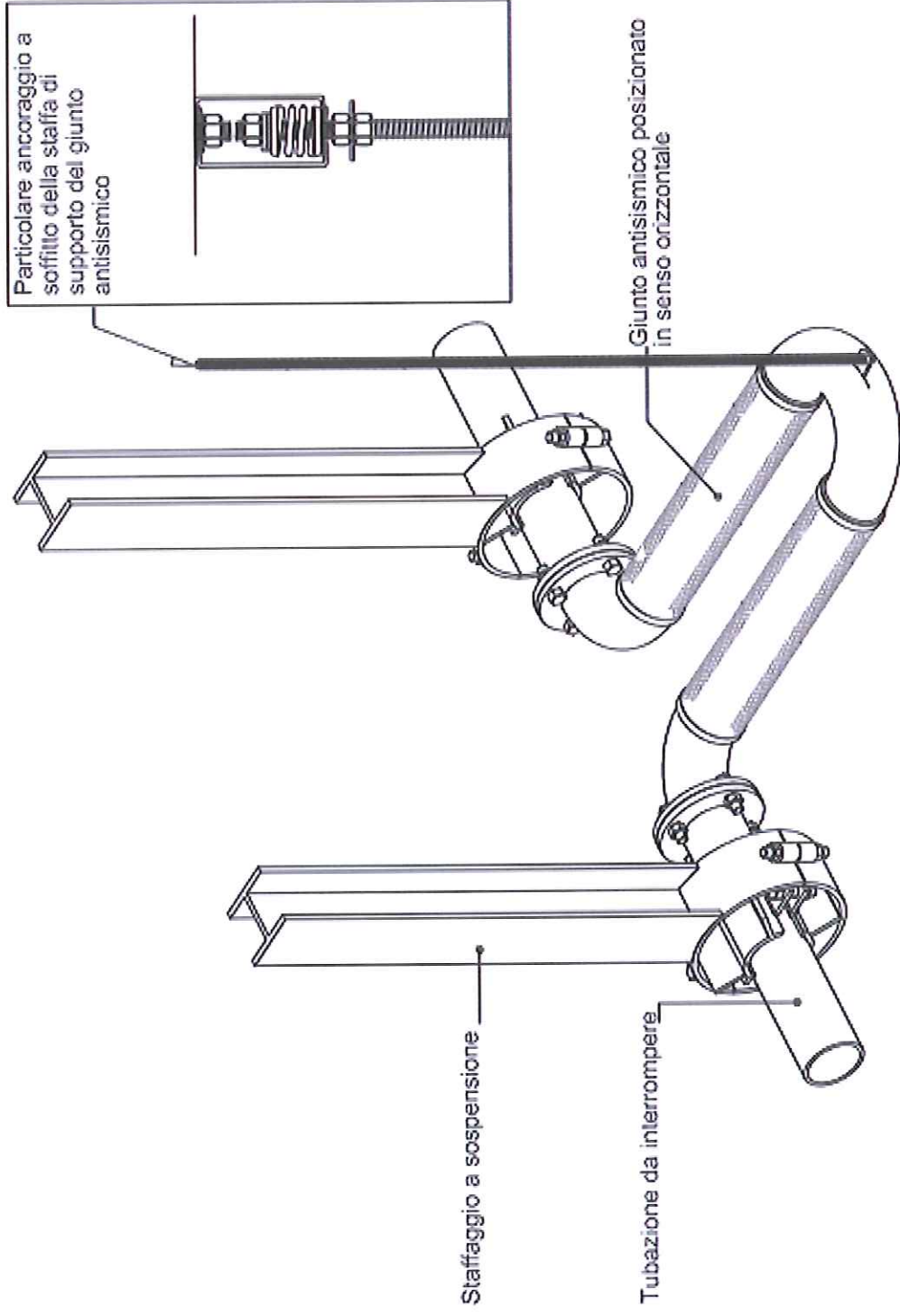
Vista frontale



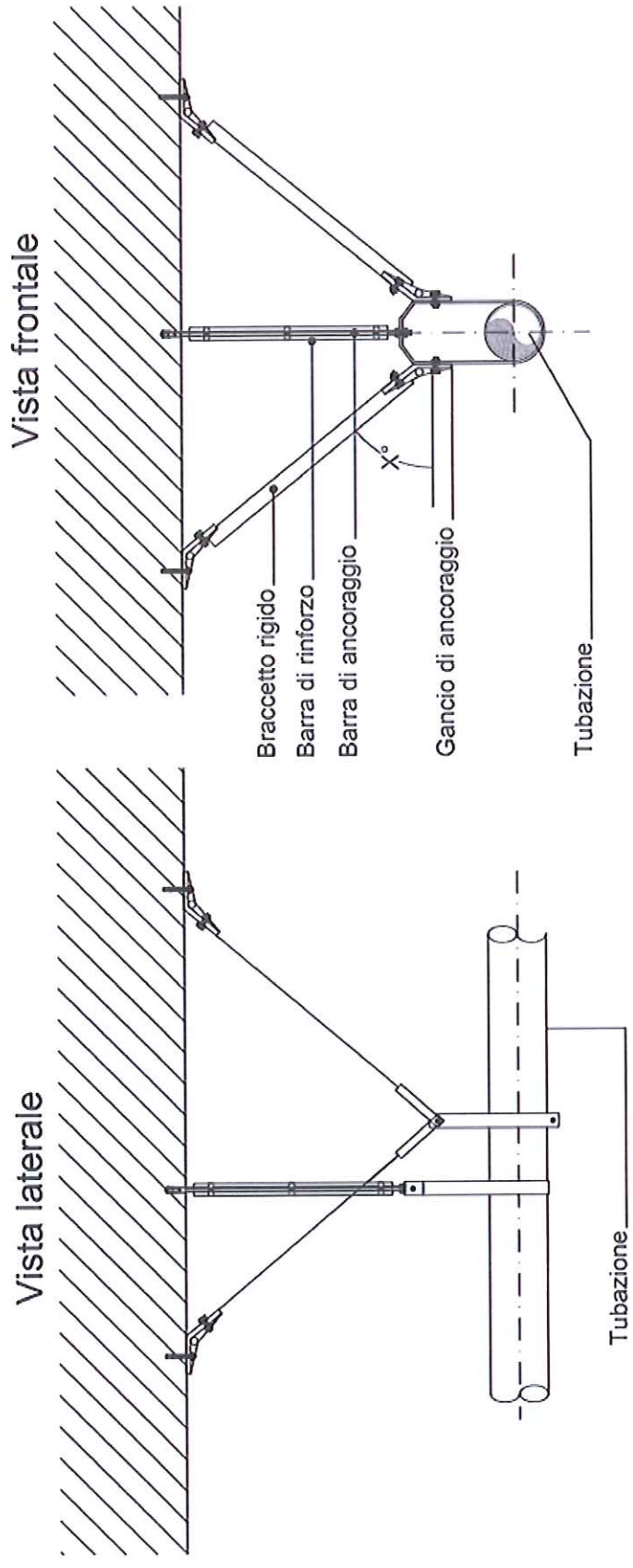
INSTALLAZIONE VERTICALE DI GIUNTO ANTISMICO PER TUBAZIONI



INSTALLAZIONE ORIZZONTALE DI GIUNTO ANTISMICO PER TUBAZIONI



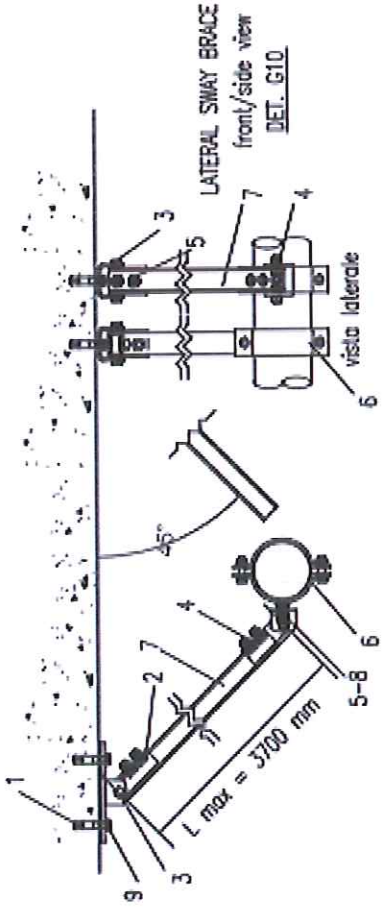
SISTEMA DI STAFFAGGIO ANTISISMICO PER TUBAZIONE SINGOLA



CARICO MAX AMMISSIBILE a 45° 520 kg.

- CONTROVENTO DOPPIO TRASVERSALE a 45°**
1. ancorante GRIP M12 cod.062070 (4 pz.)
 2. vite Stex 45 MTB M12x40 cod.1280001 (8 pz.)
 3. piastra snodata cod.08122600 (2 pz.)
 4. piastra snodata cod.08120600 (2 pz.)
 5. dado l.e. DIN 934 M12 (12 pz.)
 6. collare DELTA attacco M12 DN.## (2 pz.)
 7. profilo 45/40/2,5 L= 1500 cod.0810714 (2 pz.)
 8. tronc.filett. DIN 976 M12x35 cod.0731234 (2 pz.)
 9. vite l.e. DIN 558 M12x25 cod.3203514 (4 pz.)

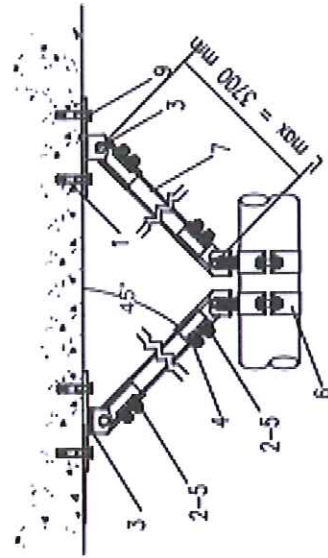
CONTROVENTO TRASVERSALE
 vista frontale
 DET. G10



CONTROVENTO LONGITUDINALE

vista laterale

DETT. G9



LONGITUDINAL SWAY BRACE

side view

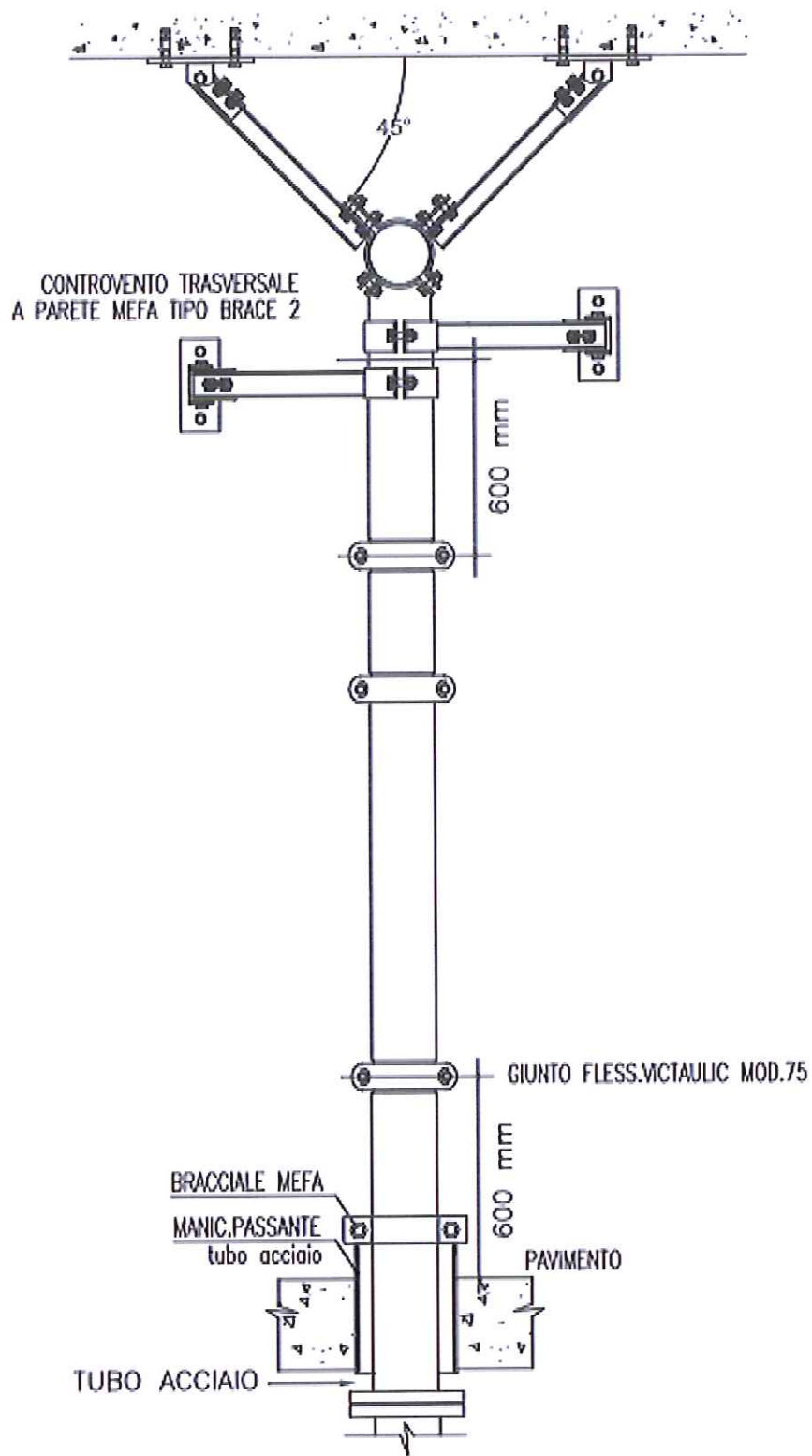
DETT. G9

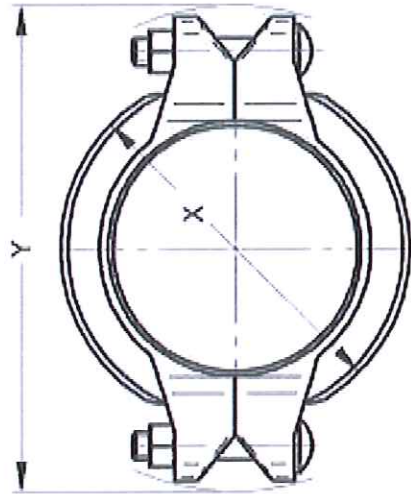
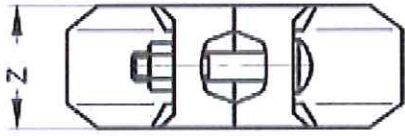
CARICO MAX. AMMISSIBILE α 45° 520 kg.

CONTROVENTO DOPPIO LONGITUDINALE α 45°

1. ancorante GRIP M12 cod.062070 (4 pz.)
2. vite Stex 45 MTB M12x40 cod.1280001(8 pz.)
3. piastra snodata cod.08122600 (2 pz.)
4. piastra snodata cod.08120600 (2 pz.)
5. dado t.e. DIN 934 M12 (12 pz.)
6. collare DELTA attacco M12 DN:** (2 pz.)
7. profilo 45/40/2,5 L= 1500 cod.0810714 (2 pz.)
8. troncafilett. DIN 976 M12x35 cod.0731234 (2 pz.)
9. vite L.e. DIN 558 M12x25 cod.3203514 (4 pz.)

CONTROVENTO TRASVERSALE A SOFFITTO MEFA TIPO BRACE 2

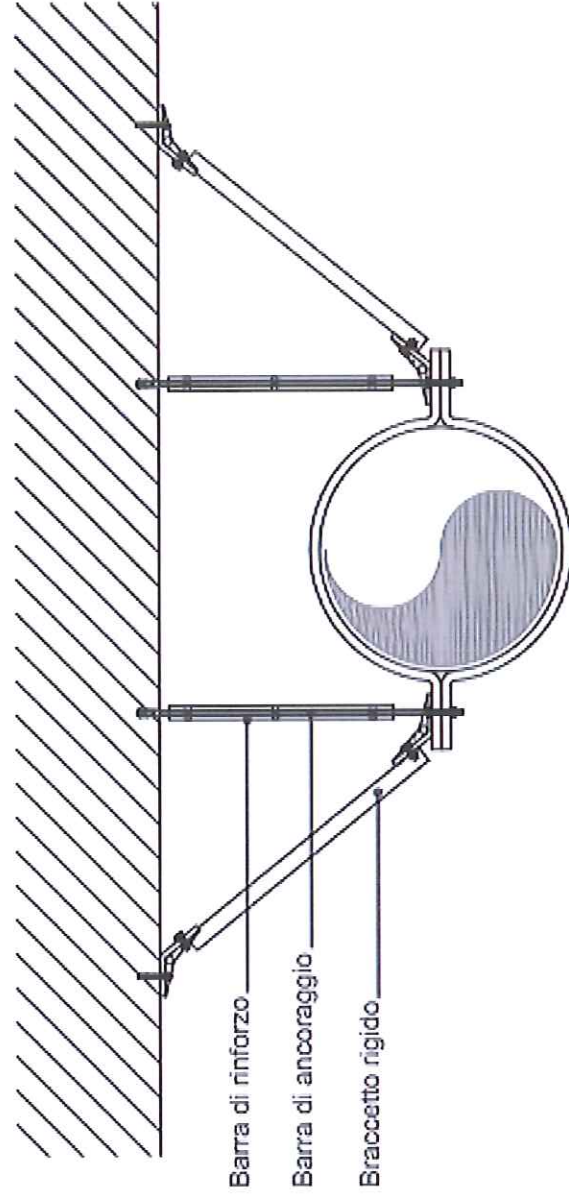




GIUNTO FLESSIBILE

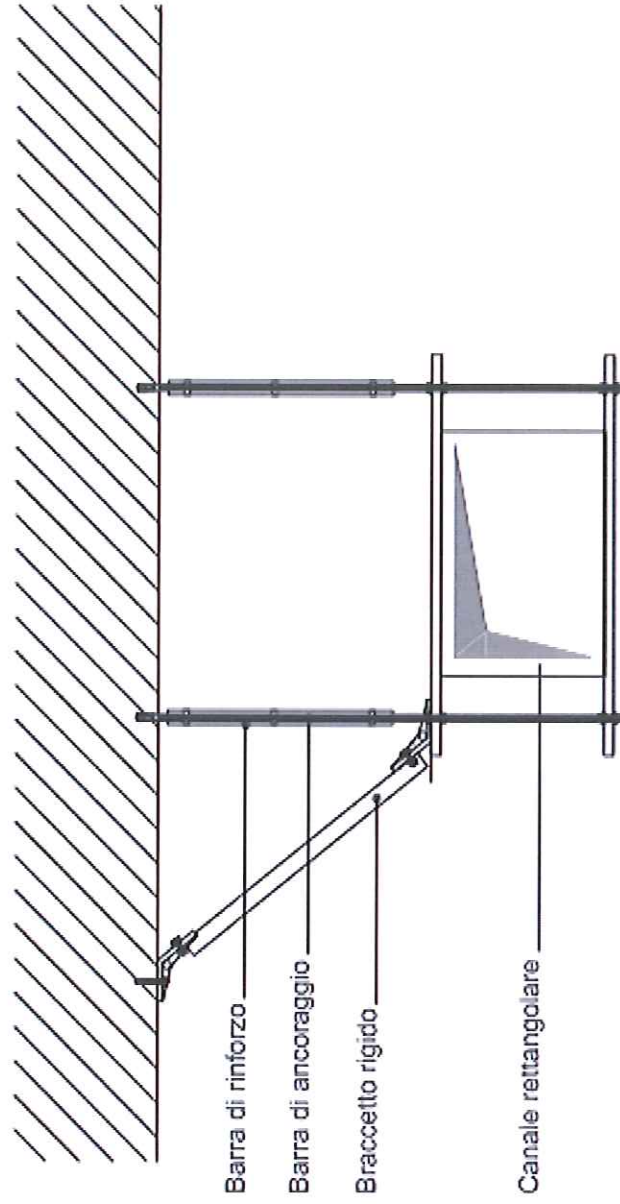
SISTEMA DI STAFFAGGIO ANTISISMICO PER CANALI CIRCOLARI

Vista frontale



SISTEMA DI STAFFAGGIO ANTISMICO PER CANALI RETTANGOLARI

Vista frontale



SISTEMA DI STAFFAGGIO ANTISMICO PER CANALIZZAZIONI ELETTRICHE

Vista frontale

