

Valutazione del rischio strutturale degli ambienti di lavoro

Vulnerabilità sismica delle strutture: il caso di un capannone tipo in area industriale

Dott. Ing. Giuseppe Buda

www.budaingegneria.jimdo.com

Seminario d'aggiornamento in materia di
sicurezza sui luoghi di lavoro



Siracusa 11 dicembre 2013
Confindustria Siracusa
Sala Conferenze U. Gianformaggio



CONFINDUSTRIA SIRACUSA

INAIL
ISTITUTO NAZIONALE PER L'ASSICURAZIONE
CONTRO GLI INFORTUNI SUL LAVORO

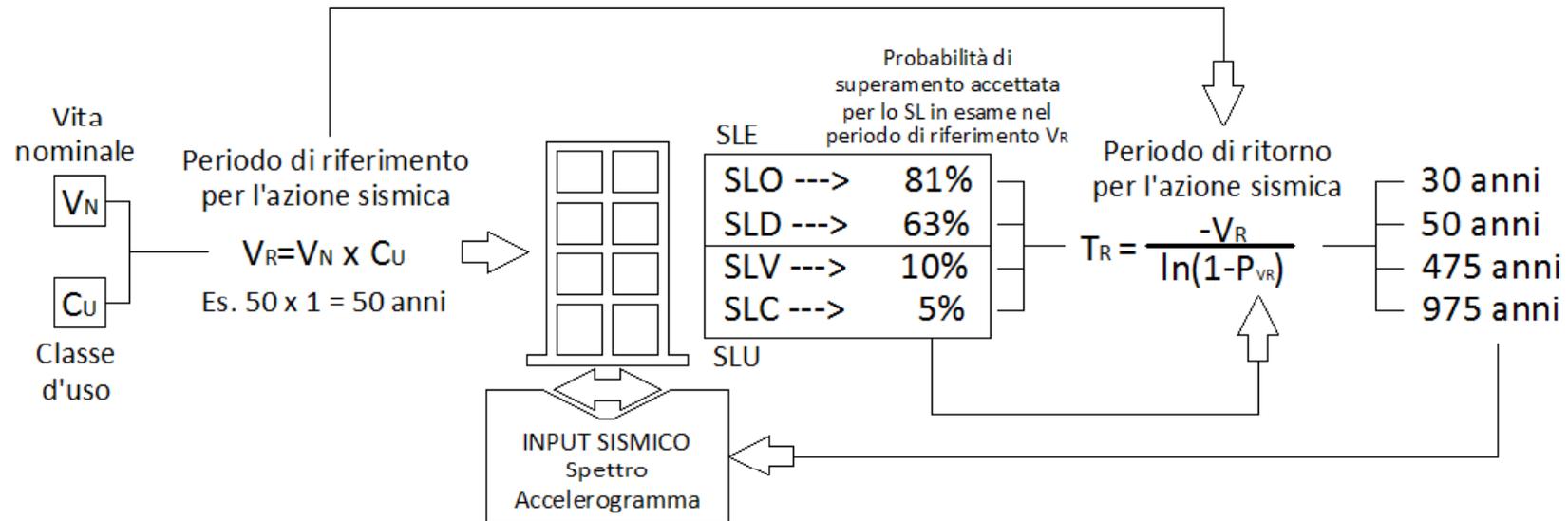
ESEMPIO DI CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO AI SENSI DEL D.M. 14 GENNAIO 2008

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s) viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più tramite un criterio “**zona dipendente**”.

Ipotizziamo di dover stimare l'azione sismica di progetto relativa ad un sito ubicato nel territorio comunale di Siracusa Via Scala Greca.

Con le precedenti normative in campo antisismico, applicando il criterio “**zona dipendente**” avremmo potuto stimare l'accelerazione di base (senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni) in maniera automatica, poiché essa sarebbe stata direttamente correlata alla Zona sismica di appartenenza del comune (nel caso di Siracusa, Zona sismica 2).

STRATEGIA DI PROGETTAZIONE SCHEMA SINTETICO PROCEDURALE



Curva di pericolosità sismica di un sito

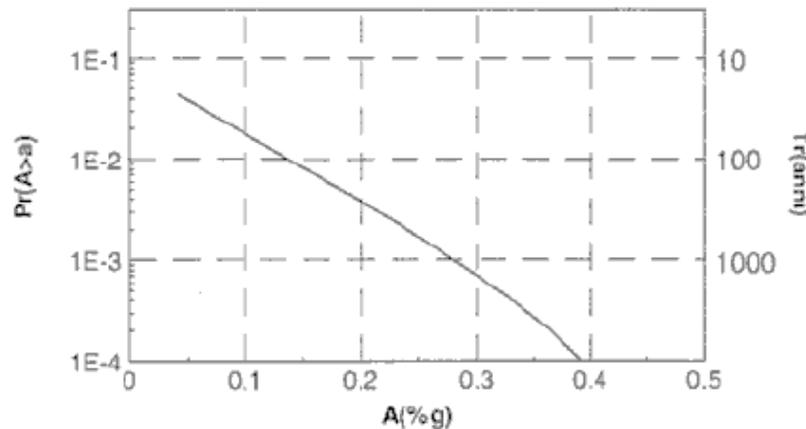


Fig. 2.1. Probabilità annua di superamento e periodo medio di ritorno della accelerazione massima al suolo in un sito generico.

Input sismico - Spettro

Determinazione dell'accelerazione di **picco** al suolo (la più probabile)

Fattore massimo di **amplificazione** dello spettro di accelerazione

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro

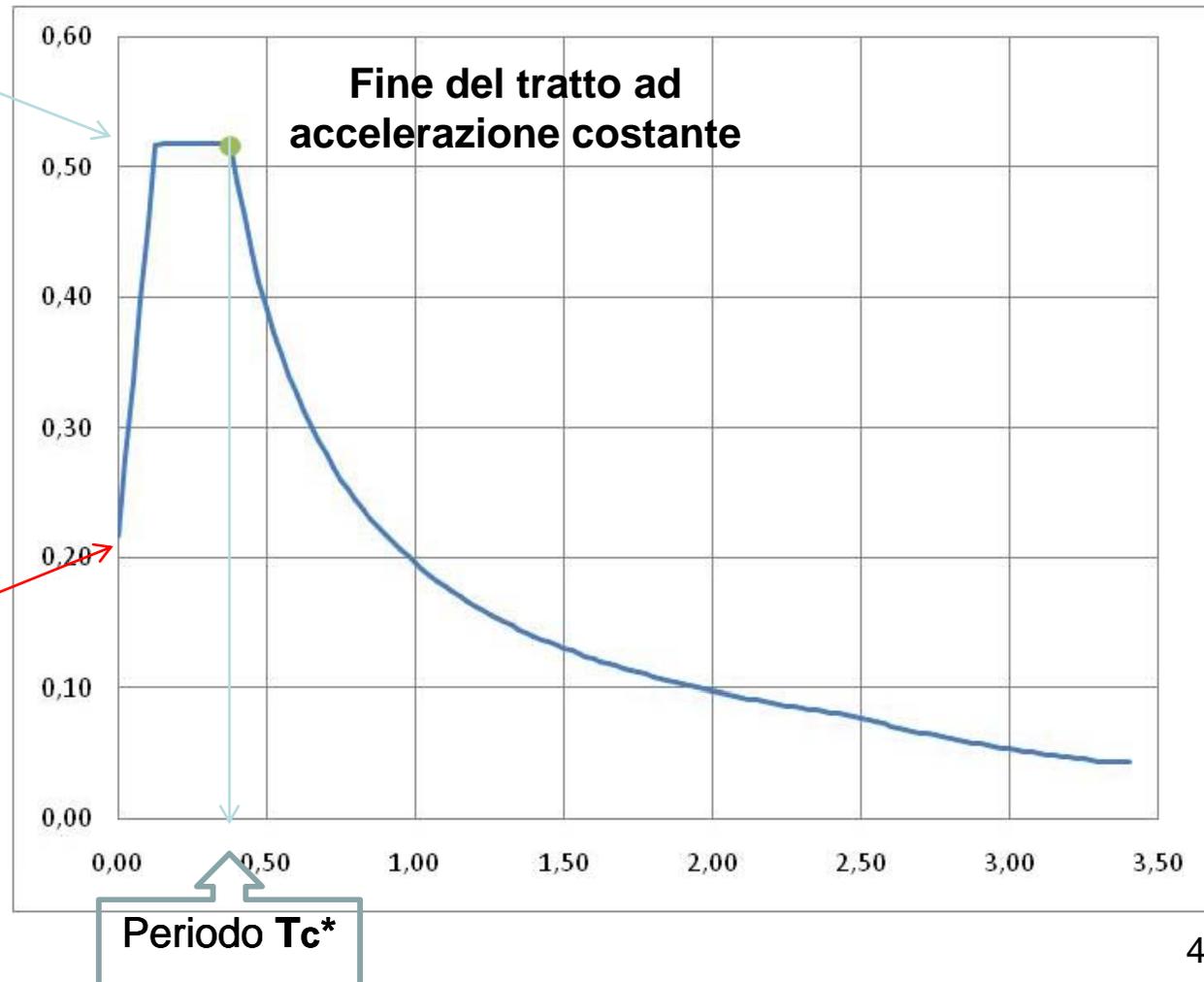
SOLLECITAZIONE SISMICA – SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Azione riferita al suolo rigido - BedRock

Accelerazione massima
 $a_{max} = a_g \times F_0$

Fattore di amplificazione
 F_0

Accelerazione di picco al suolo
 a_g



Individuazione del punto individuato nel reticolo di riferimento dell'INGV – All. A e B delle NTC2008

Foglio di calcolo messo a disposizione dal CSLP www.ingv.it

Il punto ricade all'interno di 4 punti di riferimento riportati nella normativa, dai quali si ricavano (per interpolazione) i parametri del punto considerato

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 15,26855 LATITUDINE: 37,09665

Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Siracusa COMUNE: Siracusa

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

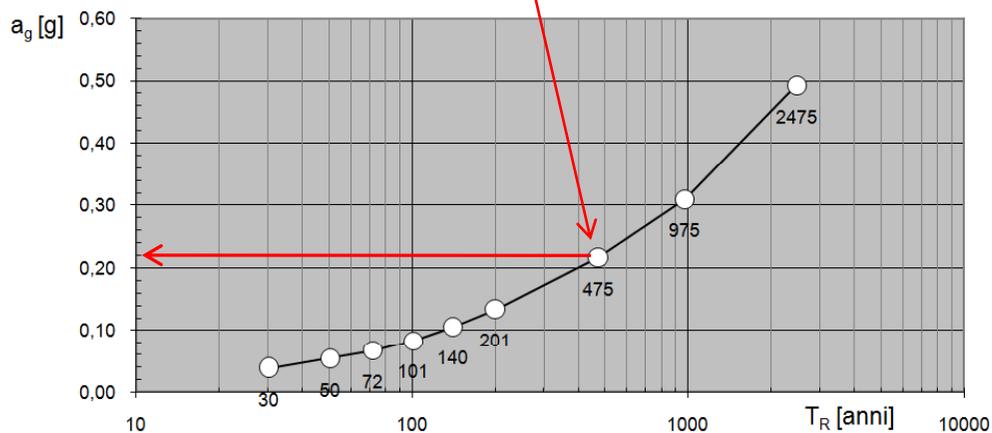
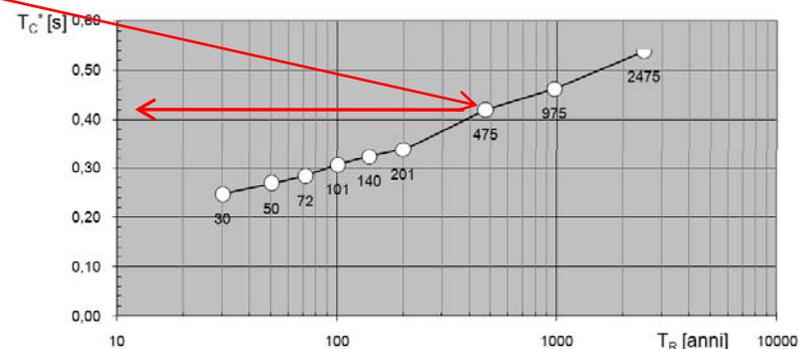
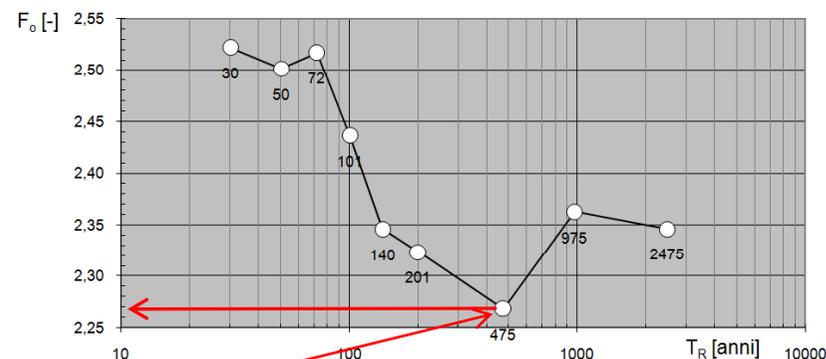
La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

Parametri sismici del sito – Curve di pericolosità

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,038	2,523	0,247
50	0,054	2,502	0,267
72	0,067	2,517	0,284
101	0,083	2,437	0,306
140	0,106	2,346	0,323
201	0,134	2,323	0,338
475	0,217	2,269	0,420
975	0,310	2,363	0,462
2475	0,493	2,346	0,538

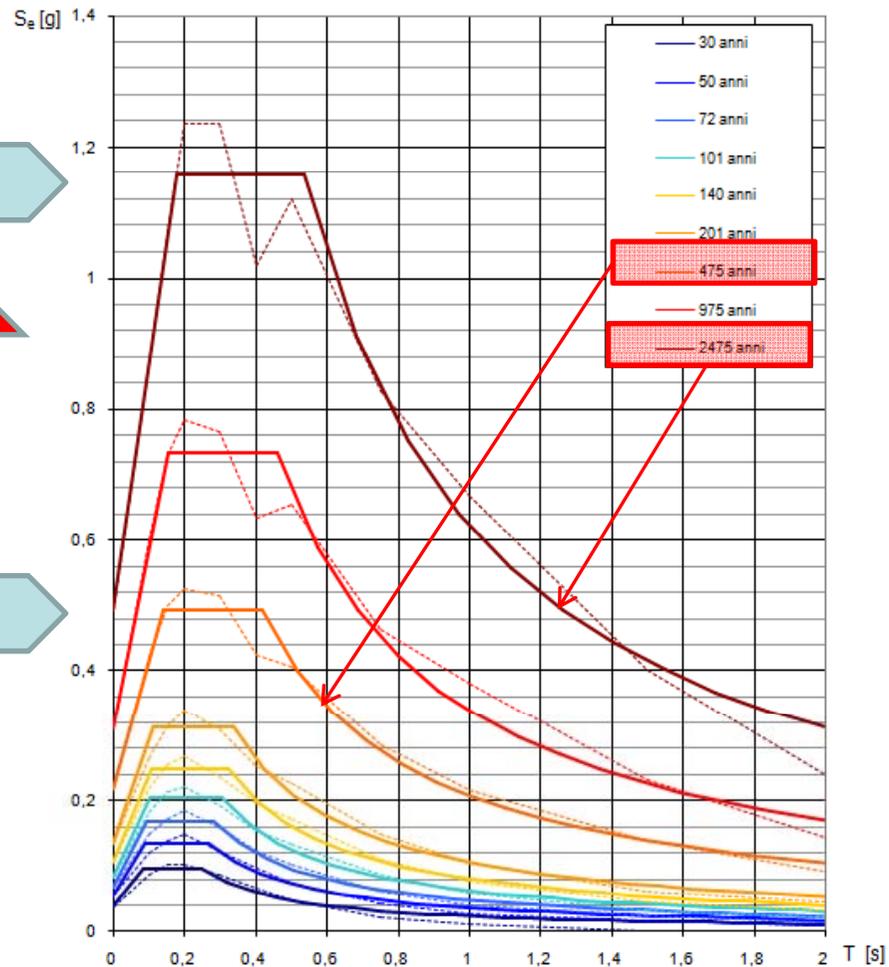


Per il punto considerato
Con riferimento allo SLU
 $T_R = 475$ anni
 a_g , F_0 , T_C^*

Spettri elastici di pericolosità per il sito considerato

La linea tratteggiata rappresenta lo spettro derivato dalle misurazioni dell'INGV, mentre la linea continua rappresenta lo spettro di pericolosità associato (modello) alle analisi dei dati rilevati al suolo

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



$$0.493 \times 2.346 = 1.156g$$

Incremento del
di circa il 135%

$$0.217 \times 2.269 = 0.492 g$$

Strategia di progettazione

Vita nominale assunta pari a **50 anni**

Coefficiente d'uso pari a **1** (Classe II – Fabbricati ordinari)

Periodo di riferimento per la costruzione di 50 anni

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

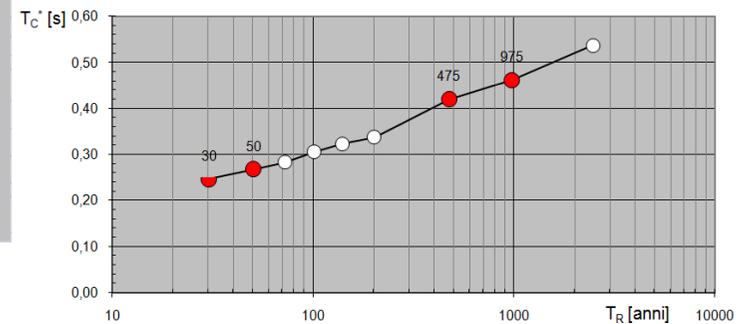
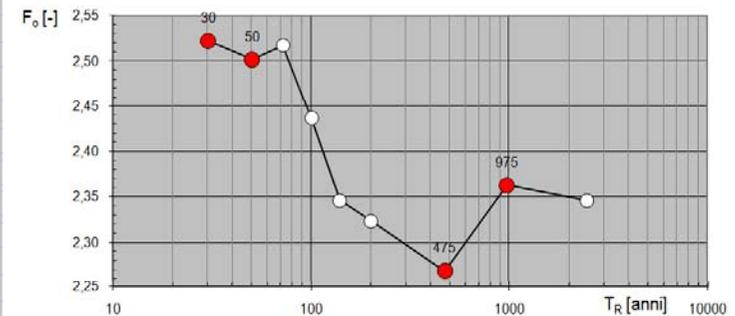
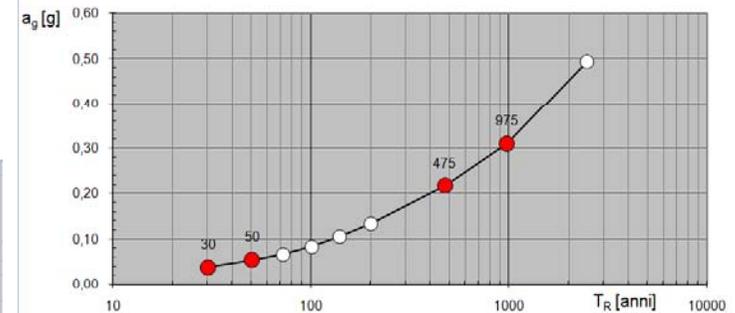
LEGENDA GRAFICO

-----○----- Strategia per costruzioni ordinarie

-----■----- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C in funzione del periodo di ritorno



Spettri elastici di progetto associati alla strategia di progettazione (SLO – SLD - SLV - SLC) suolo tipo A - BedRock

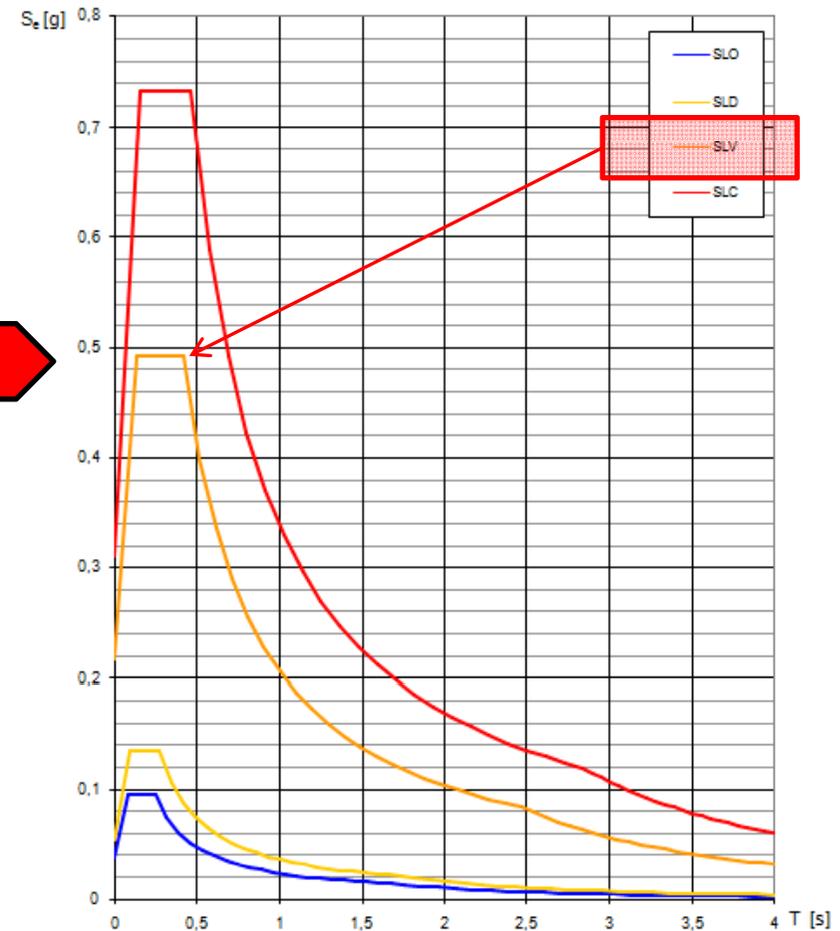
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,038	2,522	0,247
SLD	50	0,054	2,502	0,268
SLV	475	0,217	2,269	0,420
SLC	975	0,310	2,363	0,462

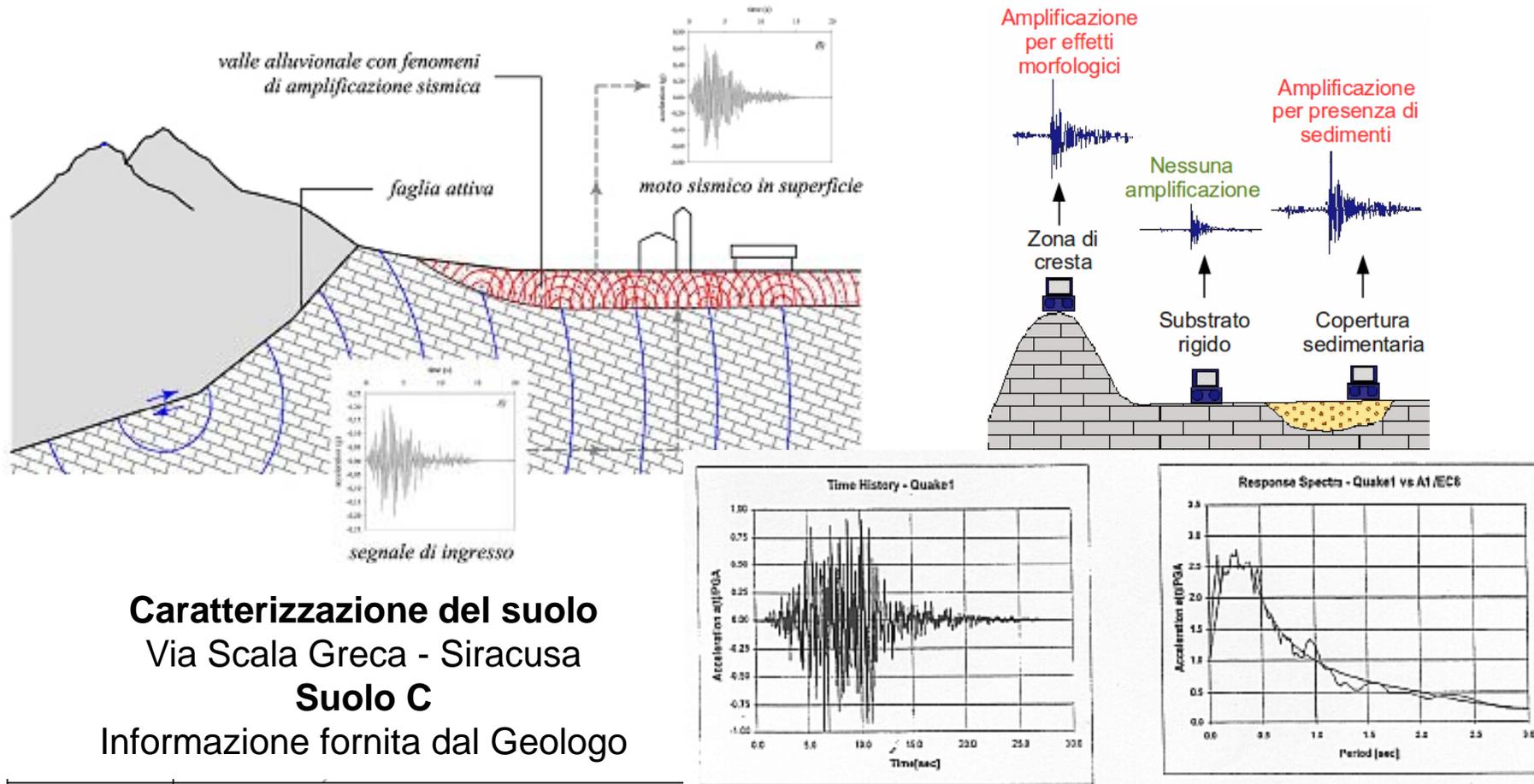
$$0.217 \times 2.269 = 0.492 \text{ g}$$

Per il sito considerato e per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV l'accelerazione attesa al suolo è di **0.492 g**

Circa il 50% della forza peso.



Accelerazioni al suolo – Effetti amplificativi Caratterizzazione del Suolo.



Caratterizzazione del suolo
Via Scala Greca - Siracusa
Suolo C

Informazione fornita dal Geologo

C	<p><i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i></p>
---	--

Spettro di risposta elastico – Componente orizzontale

Definizione dello spettro con riferimento al sito

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC 08 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC 08 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC 08 Eq. 3.2.9})$$

Cat. suolo

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

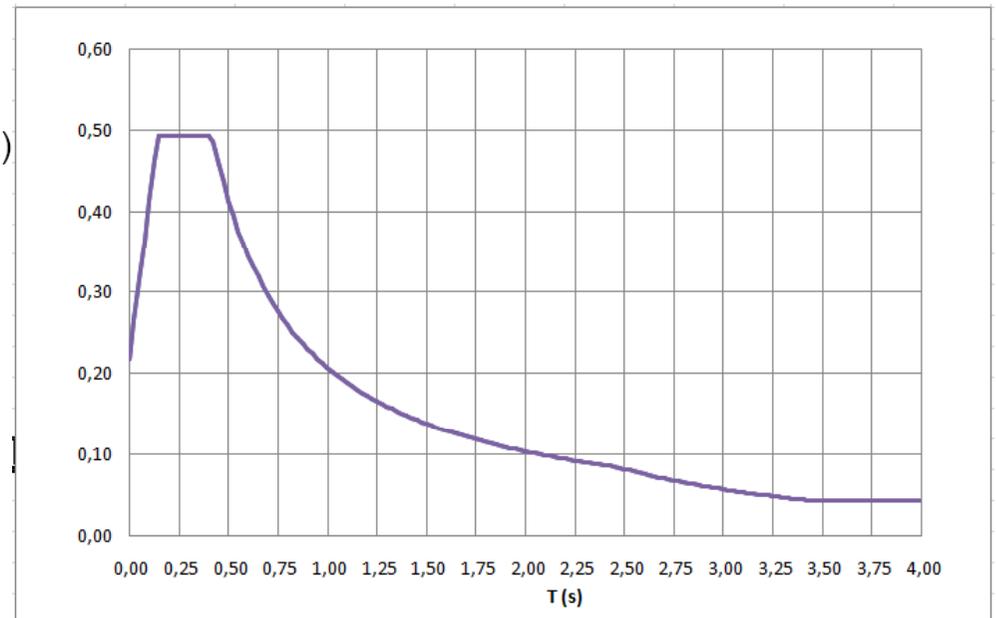
$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

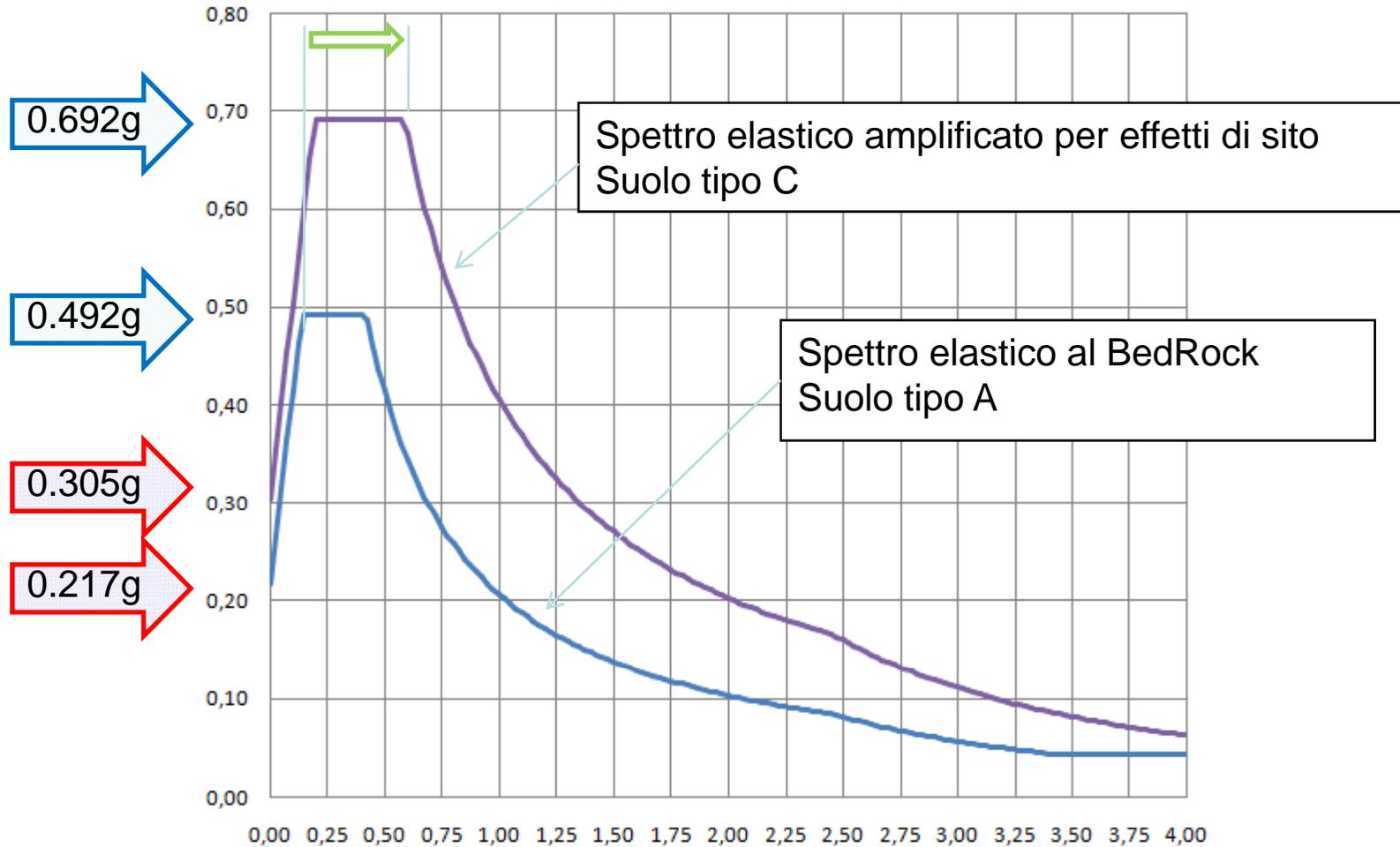
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Parametro di correzione per Stratigrafia e Topografia

Spettro elastico – TR 475
Suolo A – BedRock
S = 1 – Cc = 1



AMPLIFICAZIONE DI SITO - EFFETTI



Amplificazione dell'accelerazione di moto rigido: **+40.55%**

Amplificazione dell'accelerazione massima: **+40.65%**

Amplificazione della banda spettrale: **+39.82%**

Come ci difendiamo ?

Fattore di struttura – NTC2008

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD "A" e CD "B") sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD "B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_w/α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

Valori desiderati !

$$q = q_0 \times Kr = 3,0 \times 1,1 = \mathbf{3,30} \text{ in CD "B"}$$

$$q = q_0 \times Kr = 4,5 \times 1,1 = \mathbf{4,95} \text{ in CD "A"}$$

Valori consigliati

$$q = q_0 \times Kr = 1,5 \times 1,1 = \mathbf{1,65} \text{ in CD "B"}$$

$$q = q_0 \times Kr = 2,0 \times 1,1 = \mathbf{2,20} \text{ in CD "A"}$$

Valore cautelativo

$$q = q_0 \times Kr = 1,5 \times 1,0 = \mathbf{1,50} \text{ in CD "A e B"}$$

Azione di progetto – Spettro di progetto

Considerando lo stato limite **SLV**, una categoria di **suolo tipo C** ed una categoria topografica di **tipo T1**, si può determinare lo spettro di progetto che tiene conto anche della tipologia strutturale attraverso il fattore di struttura **q**.

Risposta locale

Suolo C
Topografia T1

Fattore q
Regolarità

Struttura

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo **C** info $S_s = 1,405$ $C_c = 1,398$ info
Categoria topografica **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **1,5** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

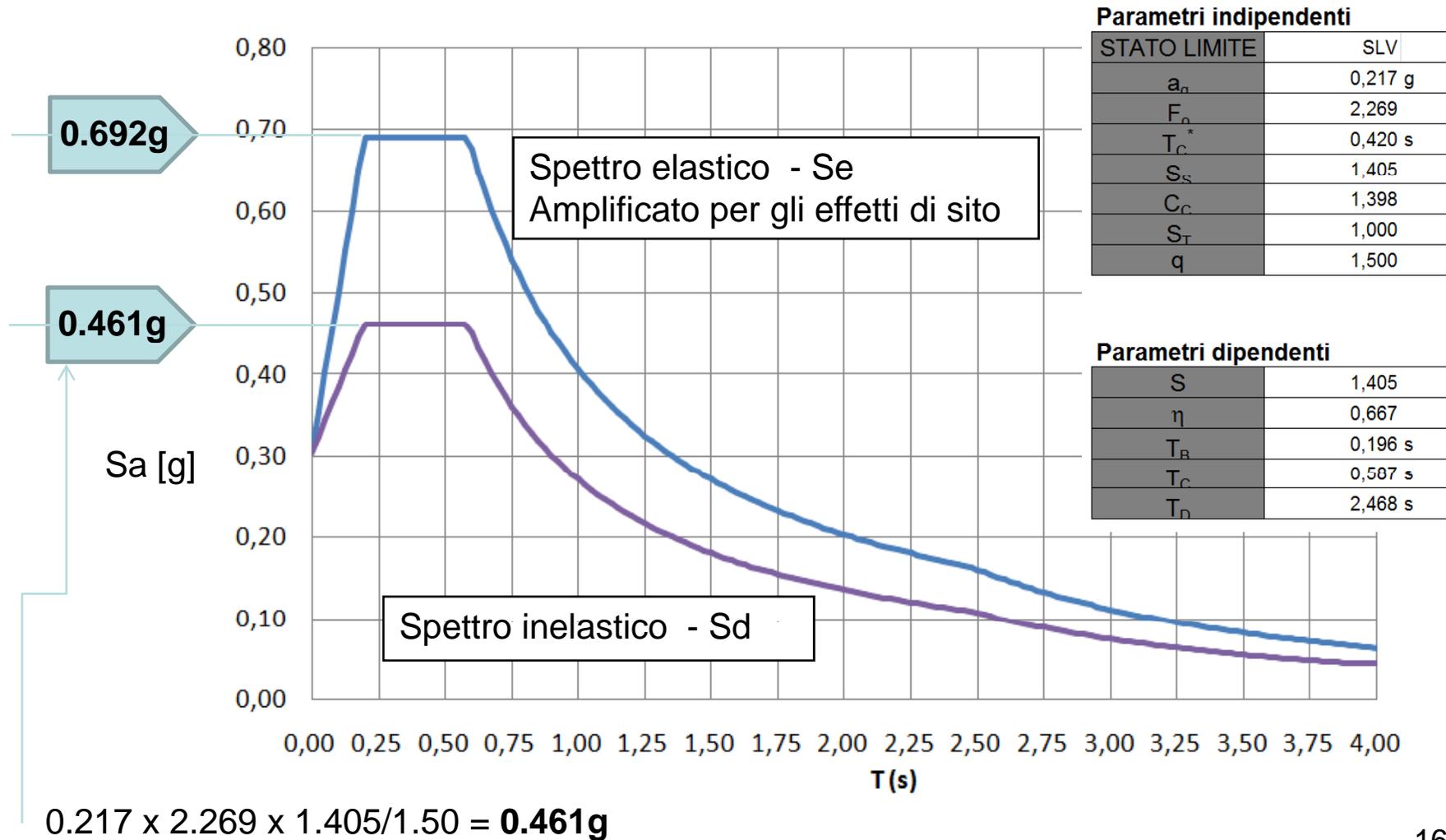
— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Spettro elastico ed inelastico (di Progetto)

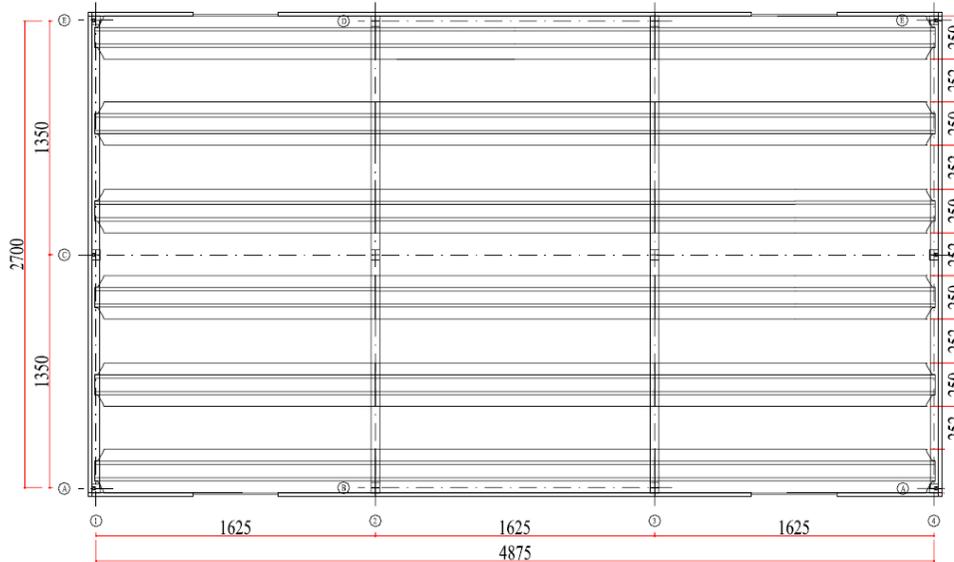
Componente orizzontale - Risposta locale nel sito

Suolo tipo C – Categoria topografica T1 – Fattore di struttura q=1.5



Esempio di capannone industriale

PIANTA COPERTURA



PIANTA PILASTRI



Dimensioni in pianta:

48.75m x 27.00m

Altezza (tegoli esclusi):

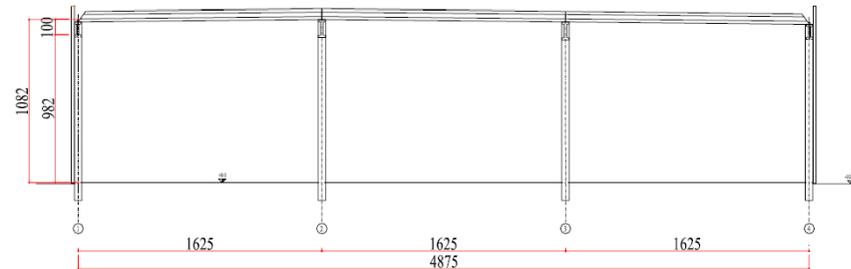
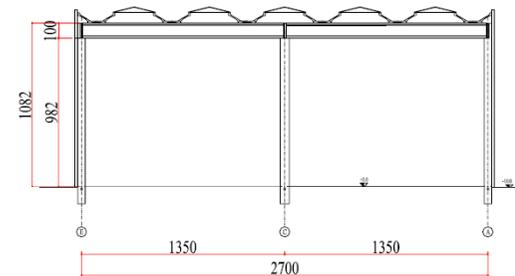
10.82 m

Tegoli ad interasse: 502cm

Pilastri: **65cmx65cm**

Travi a doppio T: 30x100

Maglia: 16.25m x 13.50m



Stima delle caratteristiche dinamiche della struttura

Analisi dei carichi

Nell'analisi viene inclusa metà del peso dei pilastri.

I pannelli di tamponamento vengono **considerati solo come massa partecipante al sisma orizzontale** (dir. X e dir. Y), si considera una lunghezza pari alla metà dell'altezza dell'edificio.

Copertura

Tegoli	193.406 kg
TI 120/20	44.712 kg
TI 100/15	32.292 kg
Permanenti	42.267 kg

Pilastri

Pil. 65 x 65	63.079 kg
--------------	-----------

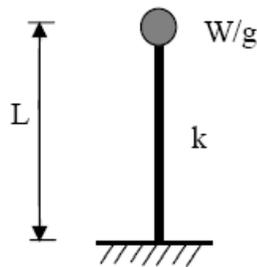
Pannelli

5 m x 155,5 m ($\approx H_{pil}/2 \times \text{Perimetro}$)	248.788 kg
---	------------

Variabili

Neve	0 kg
------	------

TOTALE 624.525 kg



$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad k = \sum_{i=1}^n k_i \quad k_i = 3 \frac{0,5EI_g}{L^3}$$

Dir. X $L \approx 11,25 \text{ m} = H \text{ pilastro da est. bicchiere} + \frac{1}{2} H \text{ trave}$

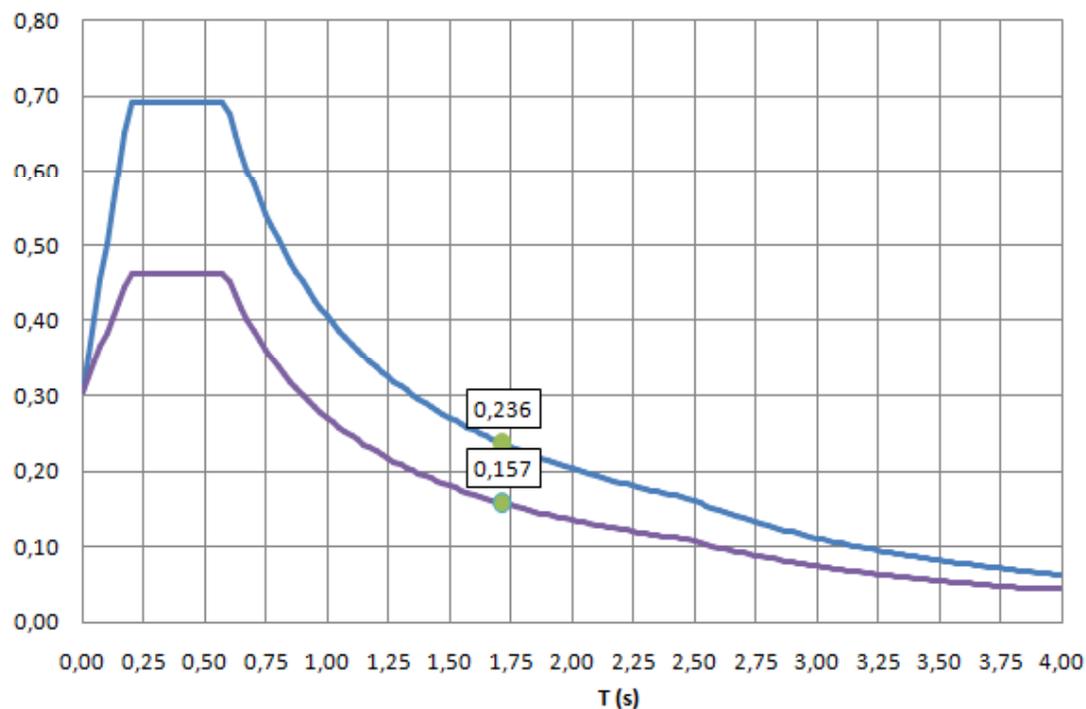
Dir. Y $L \approx 10,50 \text{ m} = H \text{ pilastro da est. Bicchiere}$

Spostamenti relativi: SLU: $d_r = q \frac{V_{i,SLU}}{k_i}$ SLD: $d_r = \frac{V_{i,SLD}}{k_i}$

Stima delle caratteristiche dinamiche della struttura

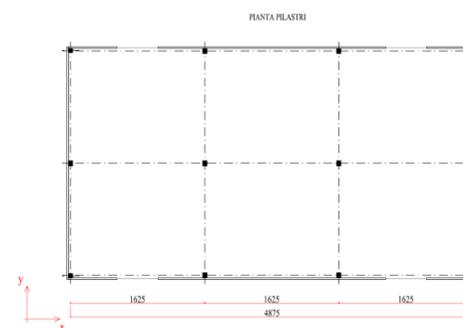
Calcolo delle accelerazioni massime

Sisma dir. X			Sisma dir. Y		
Massa	624525,00	kg	Massa	624525,00	kg
Rigidezza Kx	6738,05	kN/m	Rigidezza Ky	8287,50	kN/m
Periodo T1	1,91	s	Periodo T1	1,72	s



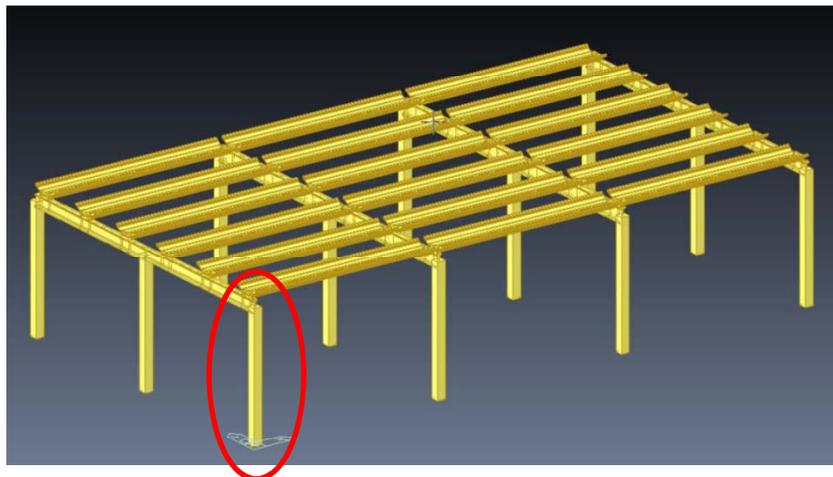
Per la direzione Y (trasversale), in corrispondenza di **1.72s**, si determina un'accelerazione di picco di **0.236g. (SLD - q=1)**

L'accelerazione di progetto e di riferimento, che tiene conto delle capacità dissipative della struttura è di **0.157g. (SLV - q=1.50)**



Sollecitazioni e resistenza della sezione

Indice di Vulnerabilità



Verifiche Cap. 8 – NTC08
Edifici esistenti

Modello FEM

Analisi lineare o non-lineare
Analisi Pushover per la stima della massima accelerazione compatibile con le strutture.

Verifica C.A. S.L.U. - File: 65x65 A

Titolo: 65x65

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	4,52	5	5
2	65	0	2	3,14	10	5
3	65	65	3	3,14	20	5
4	0	65	4	3,14	45	5
			5	0	55	5
			6	4,52	60	5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Sd}: 247,50 kN
M_{xSd}: 627,42 kNm
M_{ySd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN, yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: FeB44k C45/55

σ_{su}: 80 ‰ σ_{cu}: 3,5
f_{yd}: 373,9 N/mm² f_{cd}: 30
E_s: 200.000 N/mm² α: 1
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,870 ‰ σ_{c,adm}: 16
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,9333
τ_{cl}: 2,543

M_{xRd}: 655,7 kNm
σ_c: -30,00 N/mm²
σ_s: 373,9 N/mm²
ε_c: 3,500 ‰
ε_s: 24,72 ‰
d: 60,00 cm
x: 7,442 x/d: 0,1240
δ: 0,7000

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso: Predeformazione acciaio: 0 ‰

Calcolo del momento resistente della sezione di base del pilastro
MRd = 655,70 kNm

Sollecitazioni e resistenza della sezione

Valutazione approssimata dell'Indice di Vulnerabilità

$$F_{tot} = a_g \times W \quad \Rightarrow \quad F_i = F_{tot}/12 = a_g \times W/12 \quad \text{forza sismica in testa al singolo pilastro}$$

$W = 624.525 \text{ kg}$ (625 ton) massa sismica della struttura

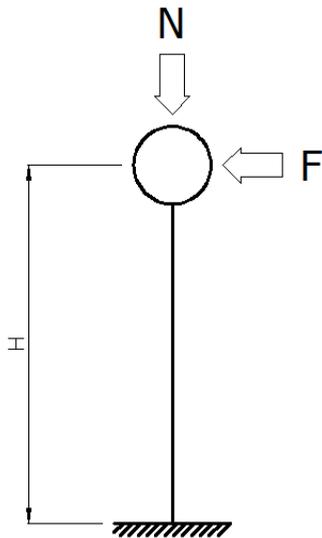
Momento sollecitante alla base del pilastro:

$$M_{Sd} = F_i \times H_i$$

$$M_{Sd} = (a_g \times W/12) \times H_i$$

Al limite $M_{Sd} = M_{Rd}$, trascurando l'effetto dello sforzo normale N .

$$a_{gSLU} = M_{Rd} / ((W/12) \times H_i) = 65.570 / ((624.525/12) \times 10,50) = \mathbf{0,120g}$$



Indice di vulnerabilità

$$i = a_{gSLU} / a_{gRif} = 0,120 / 0,157 = \mathbf{0.76} < 1$$

$0 < i \leq 0.30$ – Rischio Alto
$0.30 < i \leq 0.60$ – Rischio Moderato
$0.60 < i \leq 1$ – Rischio Basso
$i = 1$ Edificio Adeguato (*)

Stima degli spostamenti in testa al pilastro

$$F_i = V_{i,SLU}$$

$$V_{i,SLU} = F_{tot}/12 = a_g \times W/12$$

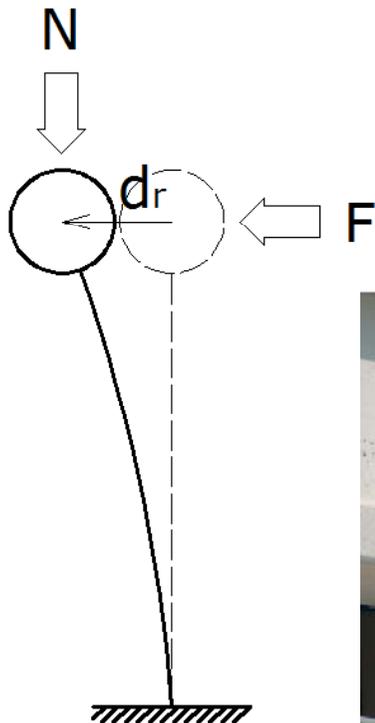
$$V_{i,SLU} = 0,120 \times 6245,25/12 = 62,45 \text{ kN taglio sismico in testa al singolo pilastro}$$

Lo spostamento stimato alla testa del pilastro, prima della plasticizzazione nel piede:

$$d_r = q \times V_{i,SLU} / k_i$$

$$d_r = 1,5 \times 62,45 / 690,63 = 0,136 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{13,6 \text{ cm}}$$

Verifica della
compatibilità
con l'appoggio



Punti cardine della Valutazione del Rischio Sismico

Principi base per la valutazione della sicurezza degli edifici industriali monopiano

Al fine della valutazione del rischio sismico degli edifici prefabbricati monopiano bisogna adeguatamente valutare l'esistenza delle seguenti carenze:

Mancanza di collegamenti tra elementi strutturali verticali (Pilastri) e elementi strutturali orizzontali (Travi) e tra questi ultimi (Travi e Tegoli)

Presenza di elementi di tamponatura prefabbricati non adeguatamente ancorati alle strutture principali

Presenza di scaffalature non controventate portanti materiali pesanti che possano, nel loro collasso, coinvolgere la struttura principale causandone il danneggiamento e il collasso

Effetti del sisma su capannoni esistenti



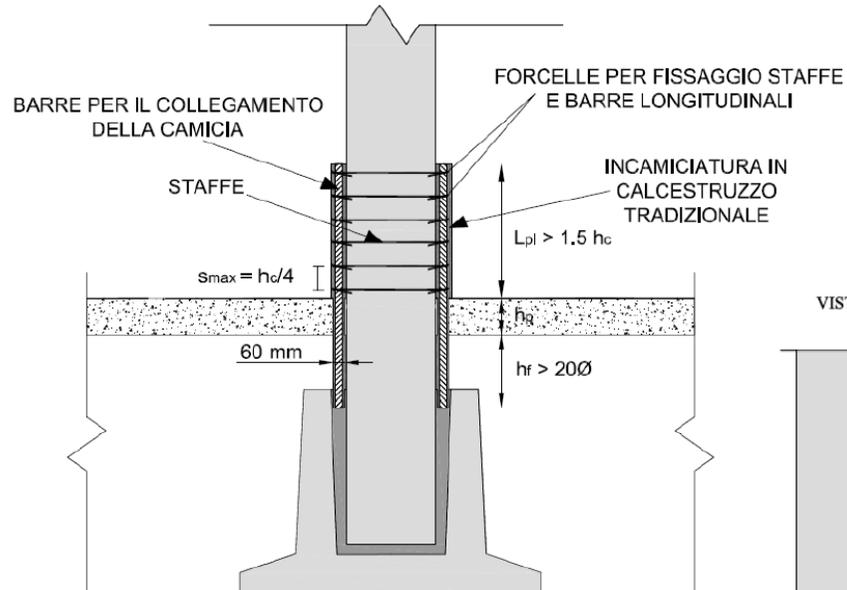
Effetti del sisma su capannoni esistenti



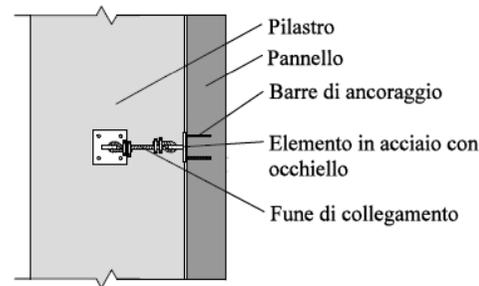
Effetti del sisma su capannoni esistenti



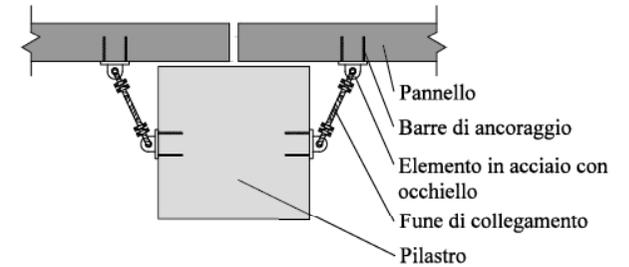
Interventi possibili sui capannoni esistenti



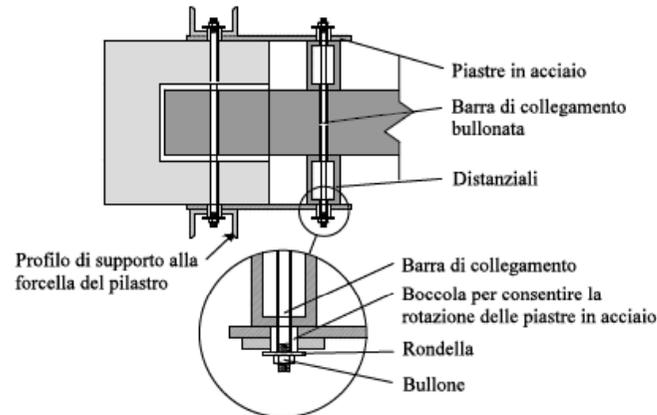
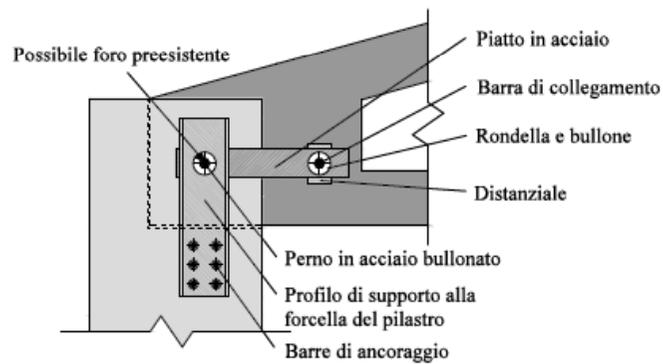
VISTA LATERALE



VISTA IN PIANTA



VISTA IN PROSPETTO



VALUTAZIONE DEL RISCHIO STRUTTURALE DEGLI AMBIENTI DI LAVORO

Siracusa, 11 dicembre 2013

Vulnerabilità sismica delle strutture: il caso di un capannone tipo in area industriale

Dott. Ing. Giuseppe Buda

Documentazione reperibile sul sito:
www.budaingegneria.jimdo.com

Grazie per l'attenzione.