COMMITTENTE:

RODRIQUEZ
CANTIERI NAVALI S.P.A.
VIA S. RAINERI 22
95122 MESSINA
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento di IMMSI S.p.A.

PROGETTO URBANISTICO
E ARCHITETTONICO:

ING. MICHELE MINISTERI
ARCH. VITTORIO GRATTAROLA
ARCH. PAOLO BANDINI

PROGETTO IDRAULICO
MARITTIMO:

ACQUA
TECNO
ING. PAOLO TURBOLENTE

Ordine Ingegneri Messina
MICHELE MINISTERI
Iscritto all' Albo di Messina
Matric. 868

Rodriquez Cantieri Navali SpA
Amministratore Delegato
Livio Corghi

Regione Liguria
Provincia di Savona
Comune di Pietra Ligure

S.U.A. Strumento urbanistico attuativo
di approvazione regionale L. 24 / 87

D.P.R. 509/97
Decr. Min. Trasporti e Navigazione 14.04.98
Conf. Servizi L. 241/90 e s.m.i.

PROGETTO PER LA TRASFORMAZIONE URBANISTICA DEI CANTIERI NAVALI RODRIQUEZ IN UN PORTO TURISTICO CON ANNESSE STRUTTURE PUBBLICHE, RICETTIVE, RESIDENZIALI E PRODUTTIVE



PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO STRUTTURALE

RESIDENZA FABBRICATO A

OPERA	FASE	SETTORE	TAVOLA N°	REV	FILE
OA	PD	ST	C201		

Rif. Dis.	Data	Rev.	DESCRIZIONE	SCALA
	GIUGNO 2012	0	CALCOLI STRUTTURALI	

INDICE

1 PREMESSE 4

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI 5

2.1 Normativa emessa dallo stato italiano 5
2.2 Normativa emessa da enti pubblici 5
2.3 Riferimenti bibliografici 6

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA 7

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 7

4.1 Acciaio per carpenteria metallica 7
4.2 Saldature 7
4.3 Unioni bullonate 7
4.4 Calcestruzzo per getti in opera elevazioni Rck ≥ 40 N/mm2 7
4.5 Calcestruzzo per getti in opera parti interrate Rck ≥ 45 N/mm2 8
4.6 Calcestruzzo magro per sottofondazioni Rck ≥ 15 N/mm2 8
4.7 Acciaio ordinario per armatura lenta B450C 8

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 9

5.1 Caratterizzazione dei terreni 9

6 CRITERI DI VERIFICA PER IL CLS 12

6.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi 12
6.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione 12
6.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante 12
6.2 Verfifiche agli Stati Limite di esercizio 13
6.3 Verifiche a fessurazione 13
6.3.1 Premessa 13
6.3.2 Valutazione della distanza media tra le fessure 14
6.3.3 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura 15
6.3.4 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo) 16

7 ANALISI DEI CARICHI 17

7.1 Peso proprio 17
7.2 Carichi Permanenti 17
7.3 Carichi Variabili 17
7.4 Azione della neve 17
7.5 Azione sismica 18
7.5.1.1 Componenti orizzontali 19
7.5.1.2 Componente verticale 20
7.5.2 Fattore di struttura 20
7.5.3 Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio 21
7.5.4 Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi 22
7.5.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni 23
7.5.6 Analisi dinamica lineare 23
7.5.6.1 Modi di vibrare della struttura 23

8 QUADRO DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE 24

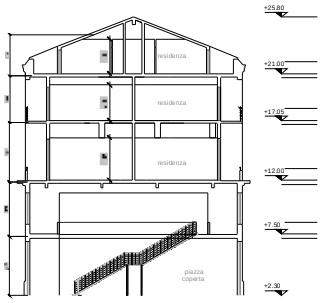
9 MODELLO DI CALCOLO 25

10 RISULTATI DELLE ANALISI 25

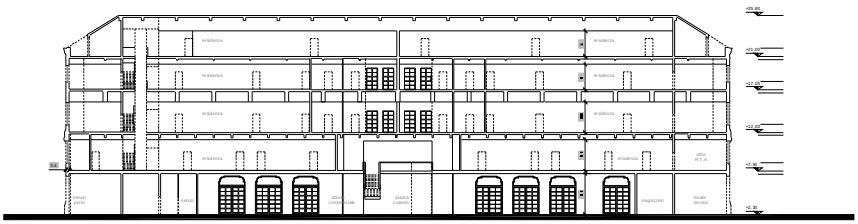
10.1 Verifica aste in acciaio 25

1 PREMESSE

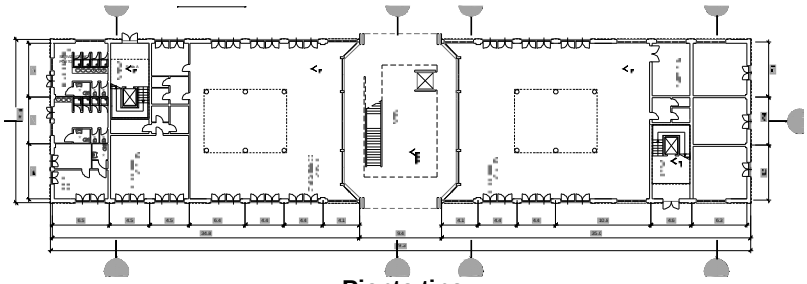
La presente relazione riporta e commenta l'analisi del recupero dell'attuale fabbricato uffici (denominato fabbricato A) con destinazione commerciale a piano terreno e residenziale per i restanti piani, opera prevista nel quadro di realizzazione del progetto definitivo per la trasformazione urbanistica e produttiva dei Cantieri Navali Rodriquez a Pietra Ligure, con annesse strutture pubbliche, ricettive, residenziali e portuali diportistiche.
La struttura esistente è in c.a. e risale agli anni '20, si eleva in altezza di 19.6 ed ha dimensioni rettangolari in pianta pari a 18.4x79m circa. Per il recupero di tale edificio è stato previsto l'inserimento di tela in acciaio e nuovi solai laterocementizi a seguito della demolizione della parte interna. La parte esterna rimane e, collegandosi ai telai, funge da controvento per la nuova struttura. Nelle zone in cui il solaio supera i 9 metri di luce è prevista una soletta in c.a.p..In questa sede è stato esaminato un telaio tipo, che presenta come colonne ai primi due piano delle HEA400 mentre le restanti colonne e le travi sono tutte HEA320. Le fondazioni di tali telai si incastrano in dei plinti in c.a. mediane tirafondi.



Sezione trasversale



Sezione longitudinale



Pianta tipo

In base alla nuova normativa sismica contenuta nelle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*, si attribuisce all'opera una vita nominale di 50 anni (tipo di costruzione 2: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) ed una classe d'uso III: il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta pertanto pari a 75 anni.

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti nello spirito del metodo *"agli Stati Limite"* e nel rispetto della normativa vigente; in particolare si sono osservate le prescrizioni contenute nelle seguenti normative.

2.1 Normativa emessa dallo stato italiano

- Ministero delle Infrastrutture - D.M. 14/01/2008: "Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Legge n.1086 del 05/11/1971: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge n.64 del 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- Circ.Min. n°617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale (febbraio 2008): "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive";
- Ministero dei LL.PP. - D.M. 11/03/1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Ministero dei LL.PP. - Circ. n°30483 del 24/09/1988: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

2.2 Normativa emessa da enti pubblici

- **CNR-10016/2000:** "Travi composte in acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- **CNR-10011/97:** "Costruzioni in acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, la manutenzione";
- **CNR-10030/87:** "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- **CNR-10018/85:** "Apparecchi d'appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni: Istruzioni per il calcolo e l'impiego";
- **CNR-DT 207/2008:** "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni";
- **UNI EN 197-1:** "Cemento - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni.
- **UNI EN 206-1:** "Calcestruzzo - Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità".
- **UNI 11104/2004:** "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

2.3 Riferimenti bibliografici

Castellani: **Costruzioni in zona sismica**
Masson Italia Editori 1983

Migliacci – F. Mola: **Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.**
Masson Italia Editori 1985

C. Cestelli Guidi: **Geotecnica e tecnica delle fondazioni**
Ulrico Hoepli Editore 1987

R. Lancellotta: **Geotecnica**
Edizioni Zanichelli 1987

Ballio G., Mazzolani F.M.**Strutture in acciaio** *Ulrico Hoepli Editore – 2000*

Bowles J.E.: **Fondation Analysis and Design 4th edition**
McGraw-Hill – New York, 1988

Edward L. Wilson: **Three dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures**
A physical approach with emphasis on earthquake engineering
CSI Berkeley CA, USA 1998

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

CDM DOLMEN e omnia IS rel. 11.0.0
Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali, strutturale e geotecnico.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Acciaio per carpenteria metallica

Si utilizza un acciaio strutturale resistente agli agenti atmosferici tipo **S-355 J0**, conforme alle norme UNI EN 10025-2, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Modulo elastico	E =	210000	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento (t ≤ 40 mm)	f_{yk} =	355.00	N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura (t ≤ 40 mm)	f_{tk} =	510.00	N/mm^2
Coefficiente di sicurezza per resistenza membrature	γ_{M0} =	1.05	--
Coefficiente di sicurezza per instabilità nei ponti	γ_{M1} =	1.10	--
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese	γ_{M2} =	1.25	--
Resistenza di calcolo membrature (t ≤ 40 mm)	f_d =	338.10	N/mm^2
Resistenza di calcolo per instabilità (t ≤ 40 mm)	f_d =	322.73	N/mm^2
Resistenza di calcolo sezioni tese (t ≤ 40 mm)	f_d =	284.00	N/mm^2

4.2 Saldature

In base a quanto riportato in D.M. 14/01/2008 paragrafo 11.3.4.5, la saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001.
In particolare tutte le saldature delle membrature principali dovranno essere a **completo ripristino di I classe**.
Le saldature delle orditure secondarie saranno **a cordoni d'angolo continue**, con spessore di gola minimo pari a 0.7 volte lo spessore minimo da unire.

4.3 Unioni bullonate

Si utilizzano bulloni ad alta resistenza di **classe 10.9**.
Per le caratteristiche meccaniche si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 11.3.4.6.1 del D.M. 14/01/2008.

4.4 Calcestruzzo per getti in opera elevazioni Rck ≥ 40 N/mm2

Classe di esposizione	XS1
Rapporto massimo acqua/cemento	0.50
Classe di resistenza	C32/40
Contenuto minimo di cemento	340
Tipo di cemento	CEM I÷II
Slump	S4
Diametro massimo inerte	16 mm

Classe di Resistenza				**C32/40**	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck} =			**40.00**	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck} =	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.20	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm} =	$f_{ck}+8$	=	41.20	N/mm^2
Modulo elastico	E_c =	$22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	33642.78	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	f_{ctm} =	$0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	=	3.10	N/mm^2
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	f_{ctk} =	$0.70 \times f_{ctm}$	=	2.17	N/mm^2
Stato Limite Ultimo					
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C =			1.50	--

Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=			0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	=	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	=	18.81	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_C	=	1.45	N/mm^2
Stato Limite di Esercizio						
Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	<	$0.60 \cdot f_{ck}$	=	19.92	N/mm^2
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	<	$0.45 \cdot f_{ck}$	=	14.94	N/mm^2

4.5 Calcestruzzo per getti in opera parti interrate Rck ≥ 45 N/mm2

Classe di esposizione	XS2
Rapporto massimo acqua/cemento	0.45
Classe di resistenza	C35/45
Contenuto minimo di cemento	360
Tipo di cemento	CEM I÷II
Slump	S4
Diametro massimo inerte	16 mm

Classe di Resistenza					**C35/45**	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	=			**45.00**	N/mm^2
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	=	$0.83 \cdot R_{ck}$	=	37.35	N/mm^2
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	=	$f_{ck}+8$	=	45.35	N/mm^2
Modulo elastico	E_c	=	$22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3}$	=	34625.49	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	=	$0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	=	3.35	N/mm^2
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	f_{ctk}	=	$0.70 \cdot f_{ctm}$	=	2.35	N/mm^2
Stato Limite Ultimo						
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C	=			1.50	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=			0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	=	$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	=	21.17	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	=	f_{ctk} / γ_C	=	1.56	N/mm^2
Stato Limite di Esercizio						
Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	<	$0.60 \cdot f_{ck}$	=	22.41	N/mm^2
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	<	$0.45 \cdot f_{ck}$	=	17.93	N/mm^2

4.6 Calcestruzzo magro per sottofondazioni Rck ≥ 15 N/mm2

Classe di esposizione	X0
Rapporto massimo acqua/cemento	-
Classe di resistenza	C12/15
Contenuto minimo di cemento	150 kg/m^3
Tipo di cemento	CEM I÷V
Slump	-
Diametro massimo inerte	32 mm

4.7 Acciaio ordinario per armatura lenta B450C

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f_{tk}	=			540.00	N/mm^2
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	=			450.00	N/mm^2
Stato Limite Ultimo						
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S	=			1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	f_{yd}	=	f_{yk} / γ_S	=	391.30	N/mm^2
Stato Limite di Esercizio						
Tensione massima di trazione	σ_s	<	$0.80 \cdot f_{yk}$	=	360.00	N/mm^2

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Caratterizzazione dei terreni

Nel seguito del documento si farà costante riferimento a quanto riportato nella Relazione Geologica e nella relazione geotecnica, della quale nel seguito si riportano le tabelle riassuntive.

Sabbie ghiaiose I tra 1 e 3 metri dal p.c..

Tale strato è costituito da sabbie ghiaiose per le quali possono essere assunti i seguenti valori geotecnici medi.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	19
Angolo di attrito interno medio	ø	°	30
Angolo di attrito interno medio a volume costante[2]	$ø_{cv}$	°	25
Coesione efficace media	c'	KPa	0
Densità relativa media	Dr	%	75
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.49
Modulo edometrico medio	Ed	MPa	15
Modulo Young medio	Es	MPa	30
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	175

Ghiaie sabbiose tra 3 e 5 m dal p.c..

Tale strato è costituito da ghiaie sabbiose per le quali possono essere assunti i seguenti valori geotecnici.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	19
Angolo di attrito interno medio	ø	°	33
Angolo di attrito interno medio a volume costante[3]	$ø_{cv}$	°	26
Coesione efficace media	c'	KPa	0
Densità relativa media	Dr	%	85
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.49
Modulo edometrico medio	Ed	MPa	30
Modulo Young medio	Es	MPa	45
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	175

Sabbie medio fini/fini tra 5 e 12 m dal p.c..

Tale strato è costituito da sabbie medio fini e fini per le quali possono essere assunti i seguenti valori geotecnici.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	19
Angolo di attrito interno medio	ø	°	30
Angolo di attrito interno medio a volume costante[4]	$ø_{cv}$	°	25
Coesione efficace media	c'	KPa	0
Densità relativa media	Dr	%	45
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.49
Modulo edometrico medio	Ed	MPa	14
Modulo Young medio	Es	MPa	28
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	250

Sabbie tra 12 e 17 m dal p.c..

Tale strato è costituito da sabbie per le quali possono essere assunti i seguenti valori geotecnici.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	19
Angolo di attrito interno medio	ø	°	31
Angolo di attrito interno medio a volume costante[5]	$ø_{cv}$	°	25
Coesione efficace media	c'	KPa	0
Densità relativa media	Dr	%	60
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.49
Modulo edometrico medio	Ed	MPa	30
Modulo Young medio	Es	MPa	45
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	350

Sabbie ghiaiose II tra 17 e 23 m dal p.c..

Tale strato è costituito da sabbie ghiaiose per le quali possono essere assunti i seguenti valori geotecnici.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	19
Angolo di attrito interno medio	ø	°	31
Angolo di attrito interno medio a volume costante[6]	$ø_{cv}$	°	25
Coesione efficace media	c'	KPa	0
Densità relativa media	Dr	%	60
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.45
Modulo edometrico medio	Ed	MPa	30
Modulo Young medio	Es	MPa	45
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	550

Sabbie ghiaiose ciottolose tra 23 e 30 m dal p.c..

Tale strato è costituito da sabbie ghiaiose per le quali possono essere assunti i seguenti valori geotecnici.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	21
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.40
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	650

Il substrato roccioso, individuato per mezzo della geofisica, è suddivisibile in tre distinti e come di seguito descritti.

Bedrock I.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	22
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.35
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	850

Bedrock II.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	23
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.30
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	1200

Bedrock III.

Parametri	Simbolo	Unità	Valori medi
Peso di volume naturale medio	γ	KN/m^3	24
Coefficiente di Poisson medio	μ	---	0.25
Velocità delle onde S media	Vs	m/sec	2200

La quota della falda è pari a 2 metri al di sotto del p.c.

6 CRITERI DI VERIFICA PER IL CLS

6.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

6.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 14.01.2008 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} \quad M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio,* secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 14.01.2008 al punto 4.1.2.1.3.1.
Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \max\left[\left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\right) \cdot b_w \cdot d;\ (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d\right]$$

dove:

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d altezza utile della sezione espressa in mm

$v_{min} \quad 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$

$\rho_l \quad \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$ con b_w larghezza minima della sezione espressa in mm

$\sigma_{cp} \quad \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ tensione media di compressione nella sezione

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M..
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "*taglio-trazione*" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\vartheta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "*taglio-compressione*" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\mathrm{ctg}\alpha + \mathrm{ctg}\vartheta}{1 + \mathrm{ctg}^2\vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} \quad \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

θ		inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \le \mathrm{ctg}\theta \le 2.5$
α		inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}		area dell'armatura trasversale
s		interasse tra due armature trasversali consecutive
f'_{cd}	$0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c		coefficiente maggiorativi pari a:
	1	per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \le \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25	per $0.25\ f_{cd} \le \sigma_{cp} \le 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1-\sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

6.2 Verfifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14.01.2008).

- Calcestruzzo compresso:
  - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 40 $\rightarrow \sigma_c < 19.92$ N/mm^2
  - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$ per cls R_{ck} 40 $\rightarrow \sigma_c < 14.94$ N/mm^2
- Acciaio teso:
  - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$ per acciaio B450 $\rightarrow \sigma_s < 360.0$ N/mm^2

6.3 Verifiche a fessurazione

6.3.1 Premessa

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).
Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).
Si distinguono i seguenti casi (riportati nella tabella 4.1.II del D.M. 14.01.2008):

- ***Combinazioni di azioni:***
  - Frequente (indicata con FR);
  - Quasi Permanente (indicata con QP).
- ***Condizioni ambientali:***
  - Ordinarie;
  - Aggressive;
  - Molto Aggressive.
- ***Sensibilità delle armature alla corrosione:***
  - Sensibili (acciai da precompresso);
  - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\le w_2$	apertura fessure	$\le w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\le w_1$	apertura fessure	$\le w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\le w_1$	apertura fessure	$\le w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\le w_1$
c	Molto	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\le w_1$

	aggressive	quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure: w_1 = 0.2 mm;
w_2 = 0.3 mm;
w_3 = 0.4 mm.

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d, confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:
- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ε_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

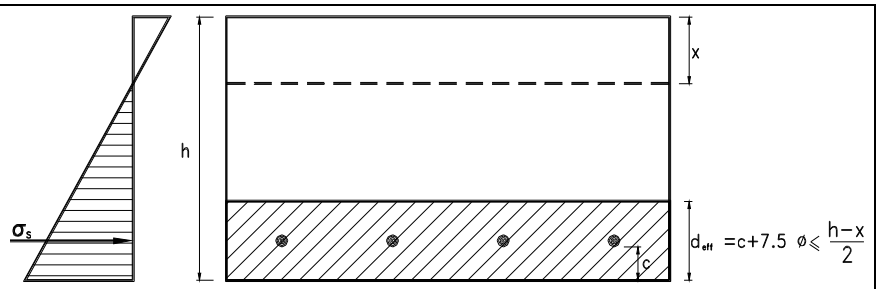
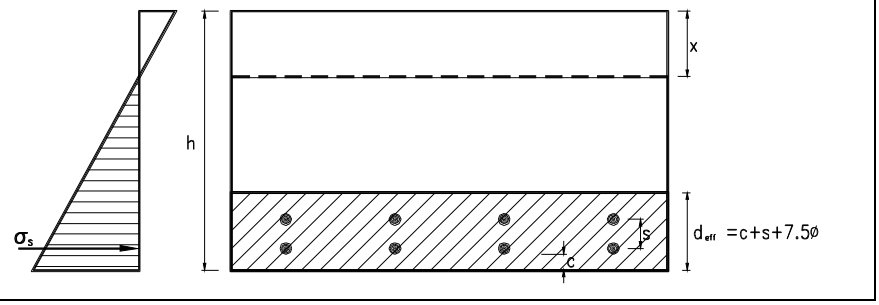
Per il calcolo di Δ_{sm} e ε_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°252 del 15/10/1996 (*"Istruzioni relative alle Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09.01.1996"*).

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 14.01.2008, le classi di esposizione individuate per le opere in esame riconducono a condizioni ambientali del tipo "Aggressive" e "Molto aggressive". Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Gruppi di esigenze	**Condizioni ambientali**	**Combinazione**	**Armatura poco sensibile**	
			Stato Limite	**w_d**
b	Aggressive (XS1)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2$ = 0.3 mm
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1$ = 0.2 mm
c	Molto Aggressive (XS2)	Frequente	Apertura fessure	$\leq w2$ = 0.2 mm
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w1$ = 0.2 mm

6.3.2 Valutazione della distanza media tra le fessure

Si definisce l'area efficace A_{ceff} come l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. In base alle indicazioni riportate nella Circ. Min. LL.PP. n°252, si definisce l'altezza efficace con riferimento agli schemi di seguito riportati.

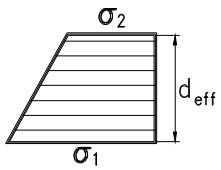
Caso 1: Lembo teso con un solo ordine di tondini d'armatura.	
Caso 2: Lembo teso con più livelli di tondini d'armatura.	

La distanza media tra le fessure, per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace, è data da:

$$\Delta_{sm} = 2 \cdot \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_r}$$

dove:

- c = ricoprimento dell'armatura (copriferro netto);
- s = distanza tra le barre d'armatura; se $s > 14 \cdot \phi$ si adotterà $s = 14 \cdot \phi$;
- ϕ = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del cls alla barra, a cui si assegnano i seguenti valori:
  - 0.4 per barre ad aderenza migliorata;
  - 0.8 per barre lisce.
- k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione, in base al seguente prospetto:
  - 0.125 (caso di diagramma triangolare di flessione e pressoflessione);
  - 0.250 (caso di trazione pura);
  - $0.25 \cdot \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \cdot \sigma_1}$ (caso di trazione eccentrica o in cui si consideri una sola parte della sezione):



- σ_1, σ_2 = trazione nel cls teso;
- $\rho_r = A_s / A_{ceff}$ = rapporto geometrico d'armatura (con A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff}).

6.3.3 Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura

La deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} è valutata secondo la seguente espressione che tiene conto del contributo del calcestruzzo teso che la circonda:

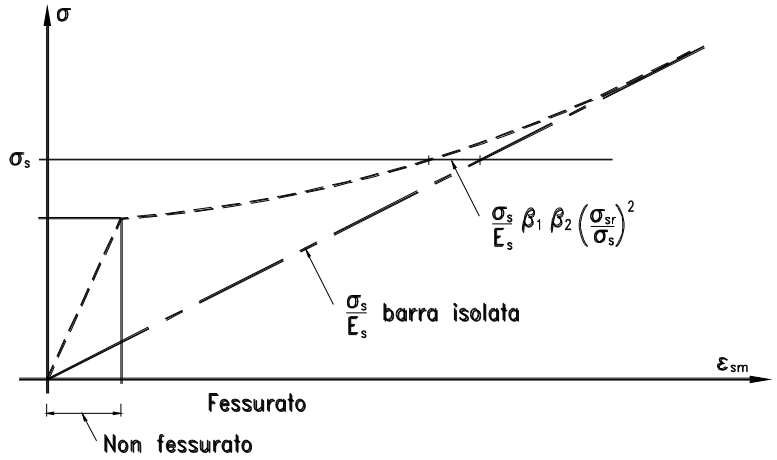
$$\varepsilon_{sm} \quad \frac{\sigma_s}{E_s} \left| 1 \quad \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right| \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;
- σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza media a trazione f_{ctm} nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace.
- β_1 = coefficiente rappresentativo dell'aderenza acciaio-cls, che assume i valori:
  - 1.0 (caso di barre ad aderenza migliorata);
  - 0.5 (caso di barre lisce).
- β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:
  - 1.0 (caso della prima applicazione di una forza di breve durata);
  - 0.5 (caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute).
- E_s = modulo elastico dell'acciaio delle barre di armatura.

In pratica si tratta di trovare i valori dell'azione assiale N e del momento flettente M (che stiano nello stesso rapporto delle sollecitazioni della combinazione di carico considerata) che portano il calcestruzzo teso della sezione completamente reagente a lavorare al suo limite. Una volta valutati, si opera la verifica della sezione parzializzata e si ricava il valore dello sforzo nell'acciaio teso.

Nella figura seguente si propone il diagramma della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s.



Andamento della deformazione ε_{sm} in funzione della tensione σ_s

6.3.4 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm}:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1, w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

7 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta una sintesi delle considerazioni svolte per lo studio delle azioni sulla struttura metallica in oggetto.
Principalmente si tratta di considerare gli effetti dell'azione della neve, del vento, l'azione sismica, il peso dei pannelli solari e il carico variabile di manutenzione.
Il calcolo dei carichi per gli elementi strutturali è fatto in modo esplicito, lasciando al codice la valutazione del solo peso proprio delle travi, dei pilastri, in funzione della sezione dell'elemento stesso e del peso specifico ad essi attribuiti.

7.1 Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.0 kN/m^3 ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

7.2 Carichi Permanenti

Come carico permanente è stato considerato quello del solaio pari a 3.75 kN/mq e quello della pavimentazione, pari a 2.5 kN/mq

7.3 Carichi Variabili

Variabili Abitazioni

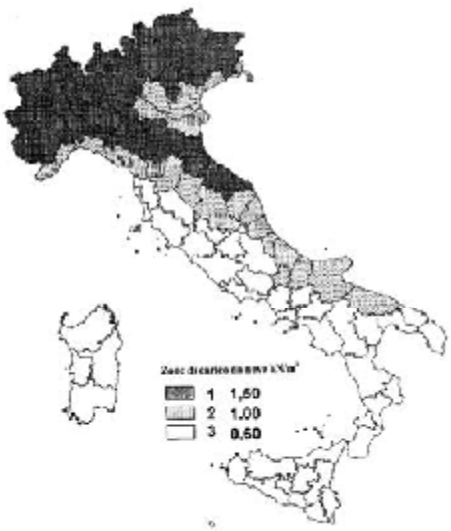
È stato considerato come variabile quello di abitazione pari a : 2.0 kN/mq

Variabili Copertura

Oltre al carico della neve è stato considerato il variabile da manutenzione pari a : 0.5 kN/mq

7.4 Azione della neve

Il D.M. 14.01.2008 riporta la modalità per il calcolo dell'entità del carico da neve in relazione alla zona, all'altitudine e al coefficiente di forma della copertura dell'edificio.



Zona II
Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.

= 1,00 kN/m^2 $a_s \leq 200$ m
= 0.85 + [1+(a_s/481)^2] kN/m^2 $a_s > 200$ m

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Coefficiente di forma	$0° < \alpha < 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha > 60°$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

I coefficienti di forma μ_1, si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Il carico da neve che verrà preso in considerazione viene computato automaticamente dal programma e vale:

$$\mathbf{q_s} = \mu_i \cdot q_{sk} = 0.8 \times 1.0 = 0.8 \text{ KN/m}^2$$

7.5 Azione sismica

La progettazione strutturale dell'opera in esame è stata eseguita secondo i criteri contenuti e sviluppati nel D.M.14/01/2008 e nella Circolare n°617 del 02.02.2008.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito dipende dal periodo di riferimento considerato per la definizione dell'azione sismica. Si ritiene di attribuire alla infrastruttura in progetto, ai sensi della tabella 2.4.I del D.M. 14.01.2008, una vita nominale $V_N \geq 50$ anni nonché una classe d'uso III. In base alla tabella 2.4.II il coefficiente d'uso vale $C_U = 1.5$.
Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica vale:

$$V_R \quad V_N \cdot C_U \quad 50 \times 1.5 \quad 75 \text{ anni}$$

Parametri sismici

I parametri sismici di base sono stati desunti dalla relazione geologica, in particolare, il sito in esame è caratterizzato dai seguenti valori di accelerazione massima attesa a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, per i valori di periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]
SLO	45	0.028	2.528
SLD	75	0.037	2.544
SLV	712	0.113	2.486
SLC	1462	0.154	2.500

dove con F_0 si è indicato il valore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

Categoria sismica dei suoli di fondazione e coefficiente di amplificazione stratigrafica

In accordo con la normativa di riferimento, la risposta sismica locale, in mancanza di studi specifici, può essere espressa dalle categorie di sottosuolo, identificate da diversi valori di V_{S30} (velocità sismiche delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità), N_{SPT} (resistenza alla penetrazione in una prova penetrometrica dinamica) o c_u (coesione non drenata).

Per la definizione delle caratteristiche di risposta sismica locale ci si deve pertanto basare sui risultati delle indagini geognostiche. In mancanza di valori di V_{S30} ricavati direttamente da prospezioni sismiche in foro, la caratterizzazione sismica è stata basata sui valori di N_{SPT} registrati durante l'esecuzione dei sondaggi.

Date le caratteristiche molto simili riscontrate nelle diverse verticali appartenenti alle diverse unità geotecniche riconosciute, è possibile, ai fini della progettazione geotecnica e strutturale delle opere, identificare un'unica categoria di suolo di fondazione, corrispondente alla:

- **categoria C:** 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).

In base alla categoria di sottosuolo individuata sono stati ottenuti i seguenti valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08):

- nel caso di verifiche SLV orizzontale (Fo=2.486, ag=0.113):

Categoria sottosuolo	S_S
C	$1.0 \le 1.7 \quad 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.5 \quad = 1.5$

- nel caso di verifiche SLD orizzontale (Fo=2.544, ag=0.037):

Categoria sottosuolo	S_S
C	$1.0 \le 1.7 \quad 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.5 \quad = 1.5$

Mentre per gli spettri verticali S_s è pari a 1.00.

Coefficiente di amplificazione topografica

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante o pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°), è stato utilizzato il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.VI del D.M. 14/01/08):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 3.2.3.2, l'azione sismica è descritta dalle componenti orizzontale e verticale in accelerazione, considerate indipendenti e rappresentate mediante lo spettro di risposta dell'accelerazione del terreno.

7.5.1.1 Componenti orizzontali

Lo spettro di riposta elastico della componente orizzontale $S_e(T)$ per il periodo di ritorno di riferimento T è definito mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} 0 \le T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \\ T_B \le T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \le T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \le T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right) \end{cases}$$

dove:

$S_e(T)$ ordinata dello spettro di progetto;
T periodo di ritorno di riferimento;
a_g valore di progetto dell'accelerazione del terreno per il periodo di ritorno di riferimento;
T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, espresso mediante la relazione:

$$T_C \quad C_C \cdot T_C^*$$

dove:

C_C coefficiente funzione della categoria di suolo
T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante su sito di riferimento rigido orizzontale.

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante (pari a $T_C/3$);
T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D \quad 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la seguente relazione:

$$S \quad S_S \cdot S_T$$

dove:

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica (pari a 1.50);
S_T coefficiente di amplificazione topografica (pari a 1.00)

F_o fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale (con valore minimo pari a 2.2).
η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%: nel caso analizzato risulta pari a 1.

7.5.1.2 Componente verticale

Per quanto riguarda l'azione sismica verticale, questa è rappresentata mediante lo spettro di riposta di progetto $S_{vd}(T)$ per il periodo di ritorno di riferimento T mediante le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} 0 \le T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \\ T_B \le T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \le T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ T_D \le T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_D \cdot T_C}{T^2} \right] \end{cases}$$

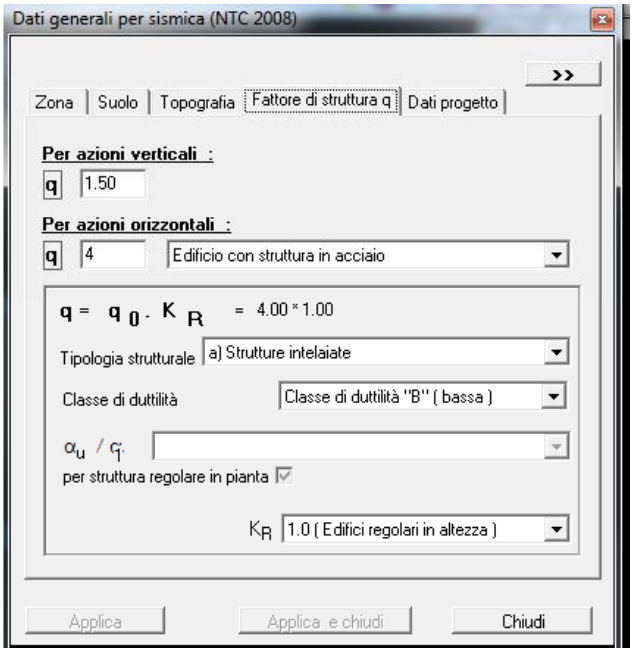
dove:

$S_{ve}(T)$ accelerazione spettrale verticale;
T periodo di ritorno di riferimento;
F_v fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v \quad 1.35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0.5}$$

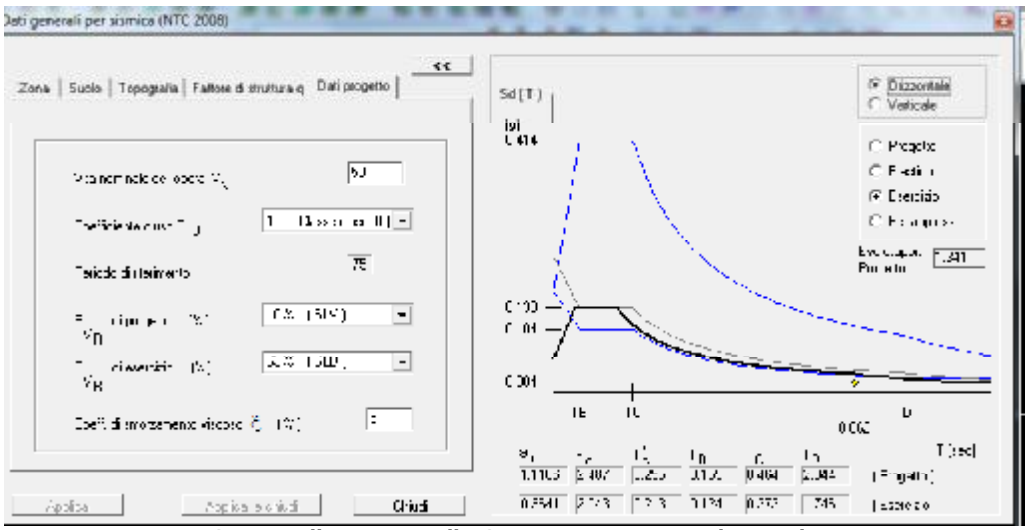
7.5.2 Fattore di struttura

In base a quanto esposto in D.M. 14/01/2008 paragrafo 7.3.1 si considera il seguente fattore di struttura, computato automaticamente dal programma di calcolo:



7.5.3 Spettri di progetto per gli Stati Limite di Esercizio

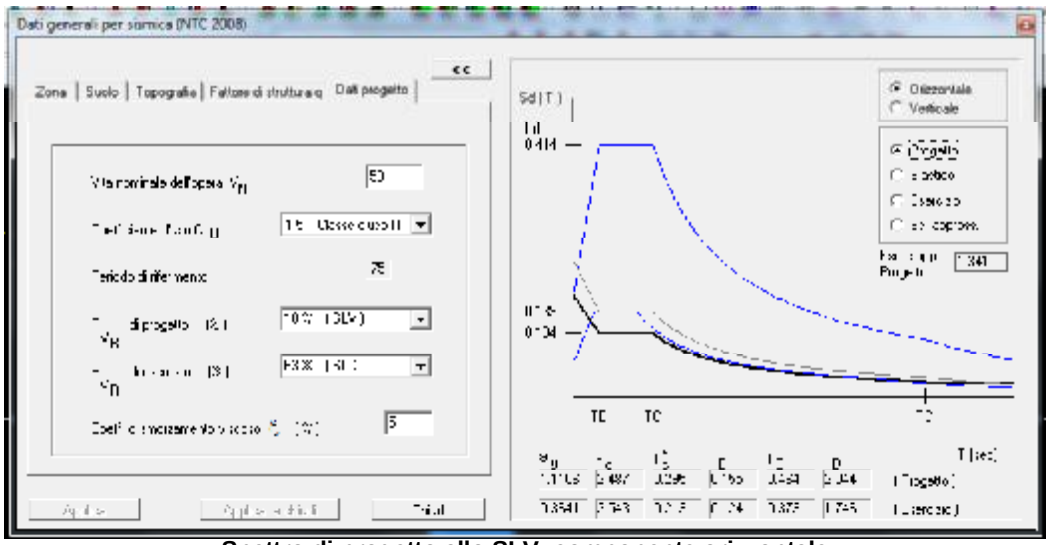
Per gli Stati Limite di Esercizio lo spettro di progetto S_d (T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di progetto elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} considerata.
Si verifica solo lo Stato Limite di Danno (SLD), con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari a 63% e il cui andamento è riportato nella figura seguente, sia per le componenti orizzontali



Spettro di progetto allo SLD- componente orizzontale

7.5.4 Spettri di progetto per gli Stati Limite Ultimi

Per gli Stati Limite Ultimi lo spettro di progetto S_d (T) da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di progetto elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} considerata, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule delle componenti orizzontali e verticale il fattore η con 1/q, dove q è il fattore di struttura.
Si assumerà comunque S_d (T) $\geq 0.2a_g$.
Si verifica solo lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), con probabilità di superamento nel periodo di riferimento pari al 10% e il cui andamento è riportato nella figura seguente:



Spettro di progetto allo SLV- componente orizzontale

7.5.5 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

In accordo con il D.M. 14/01/2008 paragrafo 3.2.4, i carichi sismici vanno combinati con le altre azioni secondo la seguente espressione:

$$G_1 - G_2 - E - \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

G_1	peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
G_2	carichi permanenti portati;
E	azioni derivanti dai terremoti;
Q_{kj}	azioni variabili sulla struttura.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

7.5.6 Analisi dinamica lineare

In accordo con il paragrafo 7.3.3. del D.M. 14.01.2008, l'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascun modo di vibrare individuato;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%.
Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi viene utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo secondo la relazione seguente:

$$E \quad \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j\right)^{1/2} \quad j \quad i \quad 1,....,n$$

dove:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j:

$$\rho_{ij} - \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 \quad \beta_{ij}) \cdot \left[(1 \quad \beta_{ij})^2 \mid 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}\right]}$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j;

β_{ij} è il rapporto tra lì'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi: $\beta_{ij} - T_j / T_i$

Nelle tabelle seguenti sono riportati i periodi dei singoli modi e la percentuale di massa partecipante (individuale e cumulativa), così come risultanti dall'analisi.

7.5.6.1 Modi di vibrare della struttura

Dall'analisi dinamica modale si riporta di seguito la tabella degli autovettori considerati per il raggiungimento dell'85% della massa partecipante:

- -
La massa partecipante necessaria viene raggiunta combinando i primi 2 modi di vibrare della struttura.

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA %X	%Y	%Z	COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	1.942839	82.393	0.000	0.000	0.005						
2	0.559311	12.242	0.000	0.000							
	MASSA TOTALE	94.636	0.000	0.000							

8 QUADRO DELLE COMBINAZIONI ADOTTATE

Ai finidelle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.

Le combinazioni di carico SLE sono utilizzate per le analisi allo stato limite di esercizio, le combinazioni di carico SLE-QP e SLE-FR sono utilizzate per le analisi di fessurazione, mentre quelle SLU per le analisi allo stato limite ultimo.

9 MODELLO DI CALCOLO

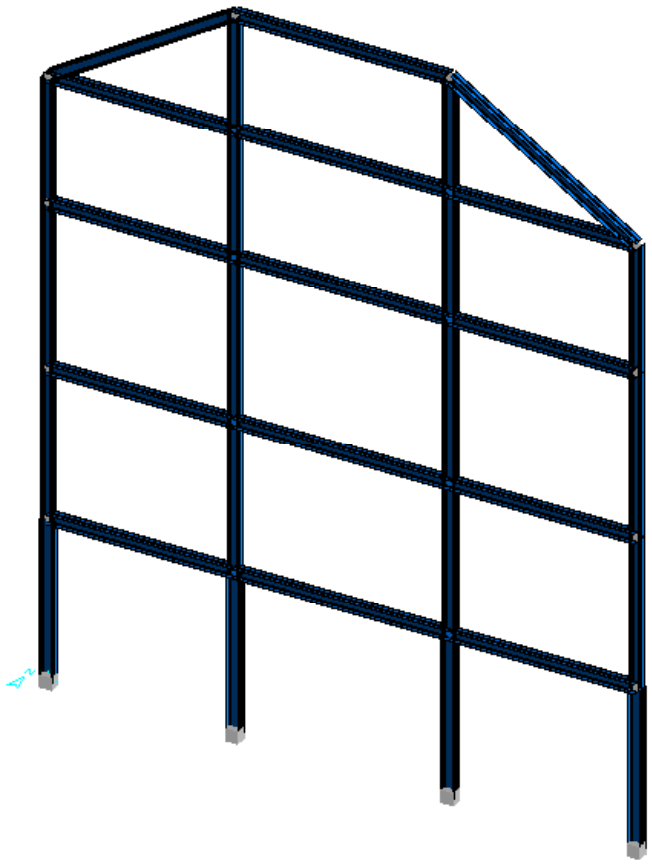
Per la determinazione delle azioni massime utili al dimensionamento degli elementi strutturali principali i vari elementi che compongono la struttura sono stati schematizzati in maniera classica come elementi di tipo beam per le travi e i pilastri, con un modello bidimensionale.

Le analisi strutturali, statica e dinamica per la fase sismica, sono state elaborate predisponendo le combinazioni carico per la conduzione delle verifiche nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (**CAR** *"Combinazioni Caratteristiche e Rare"*, **FR** *"Combinazioni Frequenti"* e **QP** *"Combinazioni Quasi Permanenti"*) e degli Stati Limite Ultimi (**STR** *"Combinazioni Verifiche Strutturali"*).

L'analisi sismica è stata condotta secondo quanto esposto nelle NTC del 2008.

Sono state assegnate le masse strutturali per l'aliquota corrispondente sia ai pesi strutturali, sia ai permanenti che agli accidentali che devono essere considerati in fase sismica.

Di seguito si riportano le illustrazioni del modello statico-sismico estrapolate dal programma di calcolo CDM DOLMEN.



Modello di calcolo

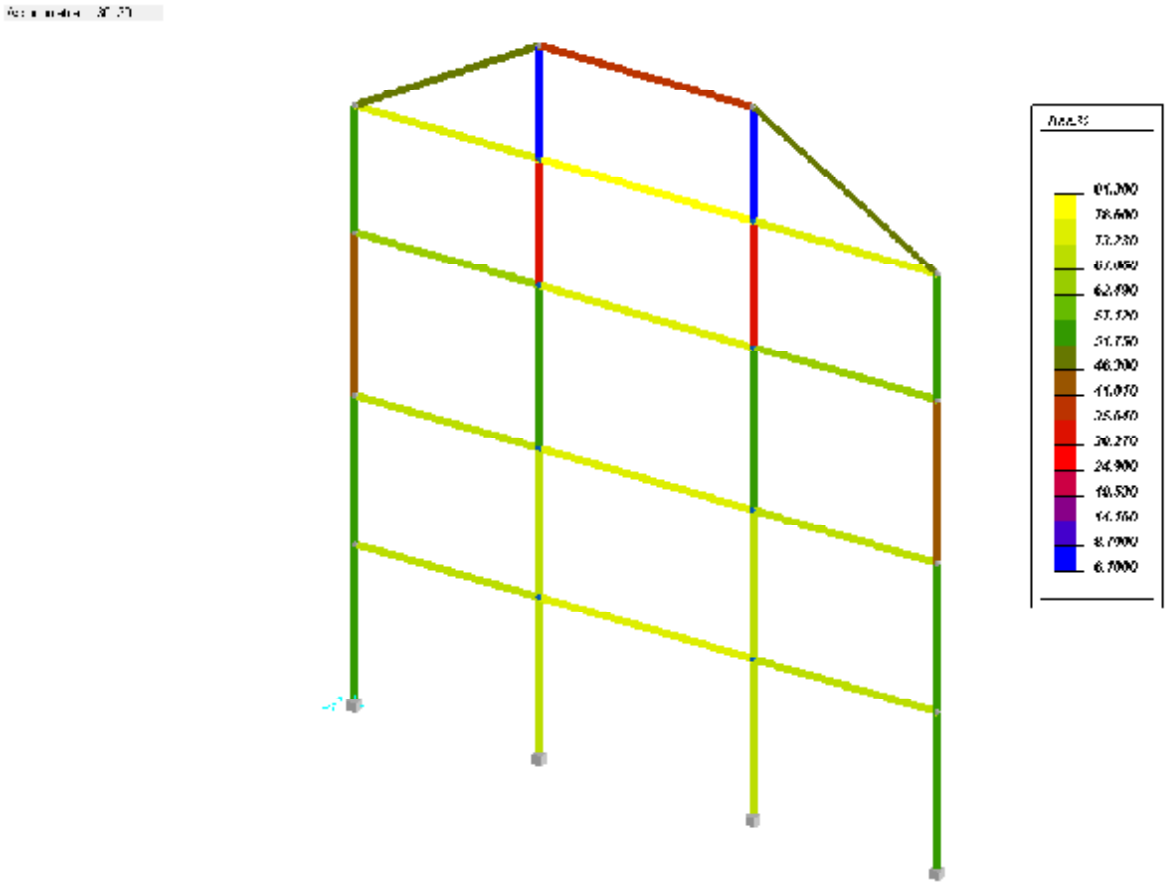
10 RISULTATI DELLE ANALISI

10.1 Verifica aste in acciaio

Si riporta di seguito il tabulato di verifica delle aste in acciaio in termini di percentuale di utilizzo del materiale:

```
  asta      2 - sez.   1 - P_HEA400_S001        -  72% della Ss limite.
```

```
asta     13 - sez.   1 - P_HEA400_S001        -  52% della Si limite.
asta     17 - sez.   1 - P_HEA400_S001        -  52% della Si limite.
asta     41 - sez.   1 - P_HEA400_S001        -  72% della Ss limite.
asta      6 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  66% della Si limite.
asta      8 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  68% della Si limite.
asta     10 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  49% della Ss limite.
asta     11 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  41% della Ss limite.
asta     12 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  49% della Ss limite.
asta     22 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  78% della Si limite.
asta     26 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  75% della Si limite.
asta     27 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  81% della Si limite.
asta     29 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  78% della Si limite.
asta     30 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  68% della Si limite.
asta     31 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  68% della Si limite.
asta     32 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  78% della Si limite.
asta     38 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  66% della Si limite.
asta     39 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  75% della Si limite.
asta     40 - sez.   2 - P_HEA320_S002        -  68% della Si limite.
asta     14 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  54% della Si limite.
asta     15 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  43% della Si limite.
asta     18 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  54% della Si limite.
asta     19 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  43% della Si limite.
asta     35 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  71% della Ss limite.
asta     36 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  53% della Ss limite.
asta     42 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  71% della Ss limite.
asta     43 - sez.   3 - P_HEA320_S003        -  53% della Ss limite.
asta     16 - sez.   4 - P_HEA320_S004        -  56% della Si limite.
asta     20 - sez.   4 - P_HEA320_S004        -  56% della Si limite.
asta     21 - sez.   4 - P_HEA320_S004        -   6% della Si limite.
asta     37 - sez.   4 - P_HEA320_S004        -  30% della Si limite.
asta     44 - sez.   4 - P_HEA320_S004        -  30% della Si limite.
asta     45 - sez.   4 - P_HEA320_S004        -   6% della Si limite.
```



Percentuale di utilizzo dell’acciaio