

PROVINCIA REGIONALE DI AGRIGENTO

LAVORI PER LA COSTRUZIONE DI UN LICEO SCIENTIFICO IN SCIACCA C.DA PERRIERA 3°- 4° STRALCIO

CORPO D - PALESTRA - CALCOLI STRUTTURALI

Progetto Esecutivo di Completamento ed Adeguamento
delle Strutture al D.M. 14.01.2008 - Circ. 617/2009

VISTI D'APPROVAZIONE

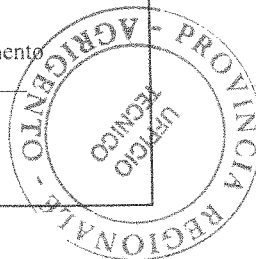
Provincia Regionale di Agrigento Settore Edilizia e Gestione Patrimoniale

Si esprime parere favorevole ai sensi dell'art.5
della Legge Regionale n. 12/2011 di recepimento del
D.Lgs n. 163/2006 e del D.P.R. n. 207/2010.
Agrigento, li 12 MAR. 2013

Il Responsabile Unico del Procedimento

Arch. Casimiro Gerardi

Verificato il 12 MAR. 2013



TAVOLA

R. 2

ELABORATO : RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE

IL CALCOLISTA

Ing. M.H. Todaro
Provincia Regionale di Agrigento
Settore Edilizia e Gestione Patrimoniale
Agrigento, 29.09.2012

AGRIGENTO, 29.09.2012

IL R.U.P.

Arch. C. Gerardi

IL DIRIGENTE

PROVINCIA REGIONALE DI AGRIGENTO

OGGETTO

LAVORI DI COSTRUZIONE DI UN LICEO SCIENTIFICO IN SCIACCA C/da PERRIERA.
Stralcio Completamento – Corpo D Palestra

UBICAZIONE

COMUNE DI SCIACCA (AG) – LOCALITA' PERRIERA

COMMITTENTE

AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI AGRIGENTO

RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE

DICHIARAZIONE CONGIUNTA

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

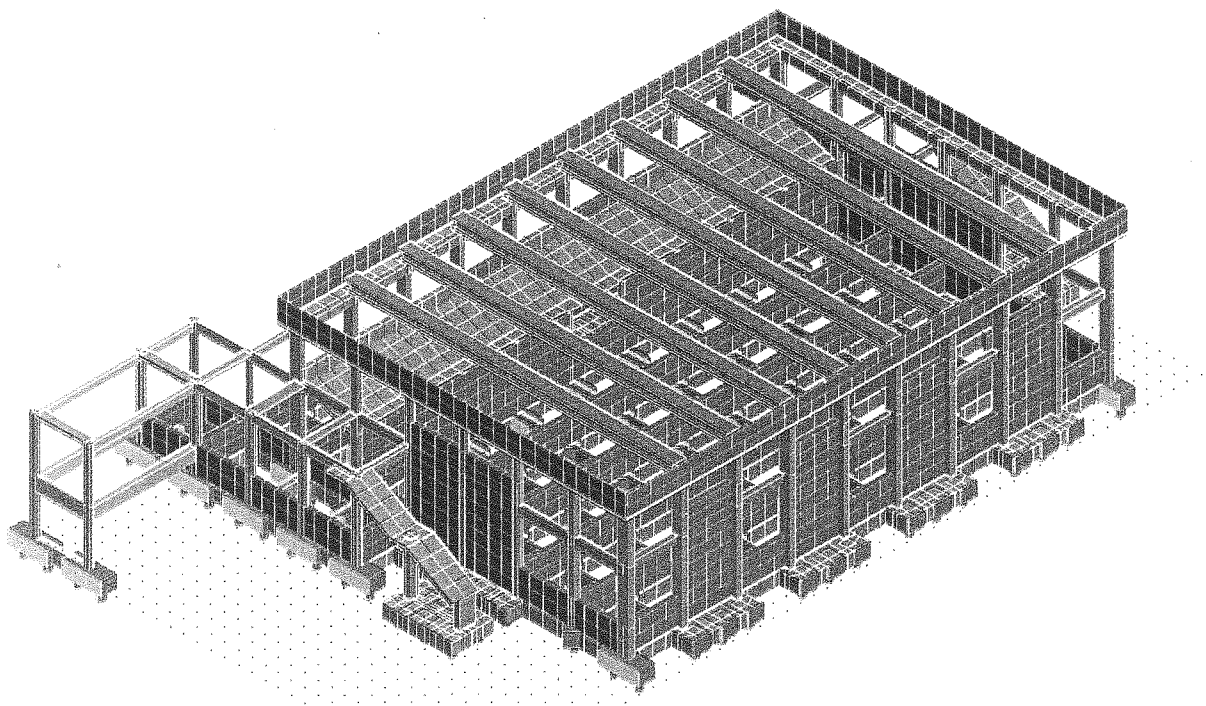
RELAZIONE SUI MATERIALI

CALCOLO PESO NEVE

PARAMETRI SISMICI

PRESCRIZIONI E PARTICOLARI ESECUTIVI

Ai sensi delle NTC DM 14. 01. 2008, della Circolare LLPP 02. 02. 2009, del DPGR n. 36/R del 09. 07. 2009



SOMMARIO

RELAZIONE GENERALE – DICHIARAZIONE CONGIUNTA COMMITTENTE - PROGETTISTA
RELAZIONE DI CALCOLO
SOFTWARE UTILIZZATI – TIPO DI ELABORATORE
VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ
PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO
RELAZIONE SUI MATERIALI E PRESCRIZIONI ESECUTIVE

RELAZIONE GENERALE – DICHIARAZIONE CONGIUNTA COMMITTENTE - PROGETTISTA

PROGETTO: Lavori di Costruzione di un Liceo Scientifico in Sciacca c/da Perriera 3° e 4°
Stralcio-Completamento – Corpo D Palestra

Il sottoscritto dott. ing. Nicolò Manlio Todaro nella qualità di progettista delle strutture ed il Dott. Arch. Casimiro Geradi nella qualità di Responsabile Unico del Procedimento, al fine di adempiere agli obblighi previsti dal D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i., dichiarano sotto la propria responsabilità quanto riportato nella presente relazione generale.

-DESCRIZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

L'area di intervento è ubicata in Loc. Perriera, nel Comune di Sciacca, all'interno del perimetro scolastico del Liceo Scientifico Statale "E. Fermi", sito in via Parma n°1.

L'area di sedime del costruendo fabbricato è occupata dalla preesistenza delle strutture di fondazione, già realizzate nel 1991, giusta autorizzazione rilasciata dall'Ufficio del Genio Civile di Agrigento in data 05.12.1991, pratica n°33338, prot. 15928, costituite da plinti su pali, travi di collegamento e setti in c.a. e solaio di calpestio.

- DESCRIZIONE GENERALE OPERA

L'edificio palestra è stato progettato per ospitare un campo polivalente pallacanestro-pallavolo e per la pratica dell'attività ginnica.

L'edificio è dotato di spogliatoi per alunni ed insegnanti di ambo i sessi. La struttura è caratterizzata da due livelli di parcheggio: il piano gioco e la passerella di accesso alla tribuna.

La palestra risulta raggiungibile dall'interno dell'edificio C2, ma anche dall'area esterna direttamente dalla viabilità limitrofa.

La pianta è inscritta in un rettangolo di dimensioni massime 30.00 m x 36.00 m.

I due livelli di parcheggio sono così sviluppati: il primo è ubicato a quota + 4,00 m (piano finito), il secondo a quota + 8,00 m e la copertura +11,70 m.

Dal punto di vista strutturale l'adeguamento sismico è stato condotto nel rispetto del progetto architettonico ed ha comportato modeste variazioni alle primitive previsioni.

L'edificio è costituito da una struttura in c.a. a telaio a più piani e più campate (p.to 7.4.3. NTC 2008); i telai, bidirezionali, sono formati da pilastri di sezione rettangolare, quadrata e circolare e da travi emergenti sul perimetro ed in spessore di solaio.

La tribuna e le scale esterne sono costituiti da piastre in c.a. di spessore pari a 25 cm.

Le originarie sezioni di acciaio e di calcestruzzo degli elementi strutturali di progetto, non sono risultate adeguate e sufficienti a soddisfare le verifiche sismiche legate alla nuova normativa. Pertanto, è stato necessario rivedere il dimensionamento dei singoli elementi strutturali, altresì, prevedere la demolizione di alcuni elementi esistenti con l'inserimento di proporzionati elementi sismo resistenti (muri a taglio).

La struttura di fondazione è stata adeguata alle nuove norme con l'aggiunta di platee di fondazione su pali.

- DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

L'opera oggetto di progettazione strutturale ricade nel territorio comunale di Sciacca in Provincia di Agrigento.

Per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Giovanni Messina.

L'esatta individuazione del sito è riportata nei grafici di progetto.

- NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle opere è stato svolto nel rispetto della seguente normativa vigente:

- D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

**PRESTAZIONI ATTESE – CLASSE DELLA COSTRUZIONE - VITA ESERCIZIO -
MODELLI DI CALCOLO – TOLLERANZE – DURABILITÀ
- PROCEDURE QUALITÀ E MANUTENZIONE**

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono, inoltre, che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14.01.2008 e s.m. ed i.

In particolare si è verificata :

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni.
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (SLD) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani.
- Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle NTC 2008 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2008 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite P_{VR} :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale (50 anni);
- Classe d'Uso (III);
- Categoria del suolo "B" (Tab. 3.2.II. DM. 14.01.2008)
- Coefficiente Topografico T_3 (Tab. 3.2.IV. DM. 14.01.2008) – $St = 1.20$;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione: (Grd) 37,51450; (Grd) 13,06706.

Per quanto riguarda il metodo di analisi adottato, è stata condotta un'analisi di tipo STATICA lineare con lo "zero sismico" coincidente col piano di posa della fondazione (mt 2.10).

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla *neve, dal vento e dalla temperatura* secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 14.01.08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI VARIABILI DOVUTO ALLE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convagni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestra, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relativa tribuna	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, libreria...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN; da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle NTC 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento; in particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi statica lineare con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio
- verifiche plastiche per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e tensionali per quelle di classe 3

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si fa riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Altresì, si è tenuto conto dei rilievi mossi dall'Ufficio del Genio Civile di Agrigento, giusta nota prot. n° 89902 del 6/3/2012, pertanto, il calcolo è stato rielaborato nell'ipotesi di copertura deformabile, utilizzando il metodo dell'analisi sismica nodale.

La struttura iniziale è stata irrigidita nelle due direzioni, con l'inserimento di setti sismici, per ridurre gli eccessivi spostamenti provocati dall'azione sismica nei telai.

TOLLERANZE

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro -5 mm (EC2 4.4.1.3)
- Per dimensioni ≤ 150 mm ± 5 mm
- Per dimensioni ≤ 400 mm ± 15 mm
- Per dimensioni ≥ 2500 mm ± 30 mm

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (**SLE**) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" DM 14.01.2008. e relative Istruzioni.

IL PROGETTISTA

Ing. N.M. Todaro

IL COMMITTENTE

Arch. Casimiro Gerardi

RELAZIONE DI CALCOLO

• **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- • D.M 14.01.2008 - Nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- • Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

• **REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 14.01.2008)**

- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

• **MISURA DELLA SICUREZZA**

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE.

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

• **CRITERI ADOTTATI PER LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA**

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite.

Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

1. Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine
2. Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione

Per gli elementi strutturali bidimensionali quali pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche viene utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo *shell* che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico viene modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM.

Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipenderà quindi dalla forma e densità della MESH, si ricorda che il calcolo agli elementi finiti è per sua natura un calcolo approssimato.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

La precisione nel calcolo delle tensioni è inferiore a quella ottenuta nel calcolo degli spostamenti, inoltre è fortemente dipendente dalla mesh.

Le verifiche saranno effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio, mentre per le azioni dovute al sisma ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica, sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

La presenza di eventuali orizzontamenti sono tenuti in conto o con vincoli cinematici rigidi o modellando la soletta con elementi SHELL.

L'analisi delle sollecitazioni viene condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono state ottenute utilizzando il metodo dell'analisi dinamica nodale.

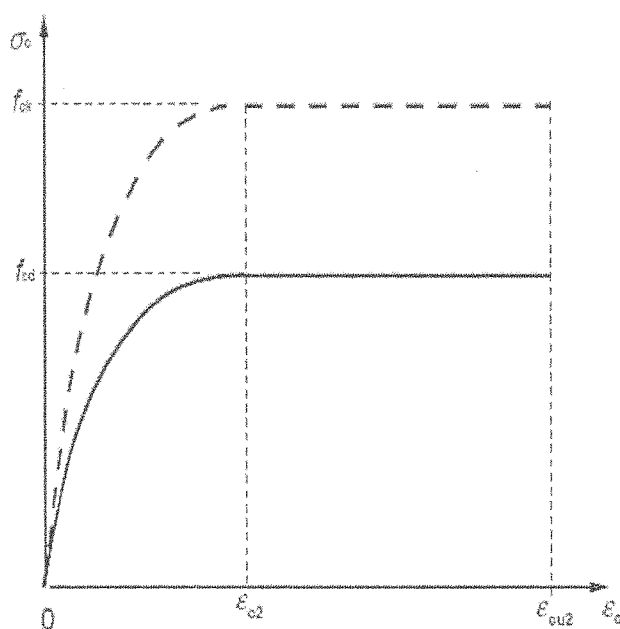
I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Nell'ipotesi progettuale di fondazioni profonde i pali sono stati modellati sia per le azioni verticali che trasversali modellando il terreno alla winkler in funzione del modulo di reazione orizzontale.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono elastico lineari.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

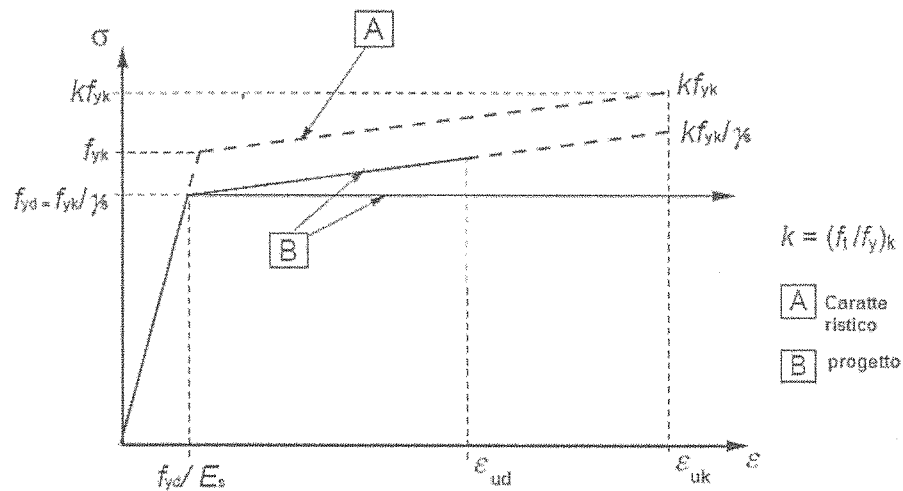
- **LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO**



Legame costitutivo di progetto del calcestruzzo

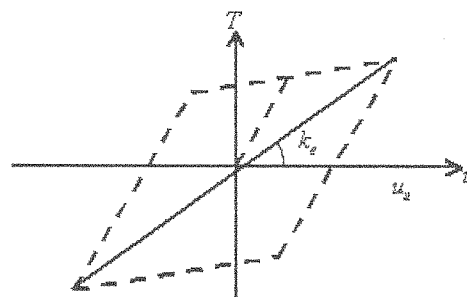
Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

- LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO



Legame costitutivo di progetto acciaio per c.a.

- legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4
- legame elastico lineare per le sezioni in legno
- legame elasto-viscoso per gli isolatori



Legame costitutivo isolatori

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

• COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 NTC 2008; queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) (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(2.5.2)
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili (2.5.3)
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine(2.5.4)
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5):
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 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 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

Per le combinazioni sismiche:

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle NTC 2008

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

• AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONE SISMICA

Ai fini delle NTC 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

- NEVE

1. PARAMETRI DEL SITO

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nelle Tabelle 3 contenute all'interno del D.M. 14/02/2008, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 200 anni . Va, inoltre, richiamato il fatto che tale macrozonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. Non si fa riferimento, date le particolari condizioni altimetriche del sito ($a_s = 50$ m s.l.m.), alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

1.2 DENSITÀ DELLA NEVE

La densità della neve aumenta in generale con l'età del manto nevoso e dipende dalla posizione del sito, dal clima e dall'altitudine: questi fattori sono da considerare nella calibratura del carico sulla costruzione in esame. In Tabella sono forniti valori indicativi della densità media della neve al suolo.

TIPO NEVE	DENSITÀ DELLA NEVE [kN/m ³]
Neve fresca, appena caduta	1,0
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 – 3,5
Umida	4,0

Considerate le particolari caratteristiche del sito in esame si considera una condizione contemplata in tabella con la nozione di “dopo parecchie ore o giorni di caduta”, con un valore di input relativo alla densità della neve pari a 2,0 kN/mc.

Quanto alla zonazione del sito, si fa riferimento alla mappa sotto illustrata, dalla quale si evince come l'intervento si collochi all'interno della zona III.

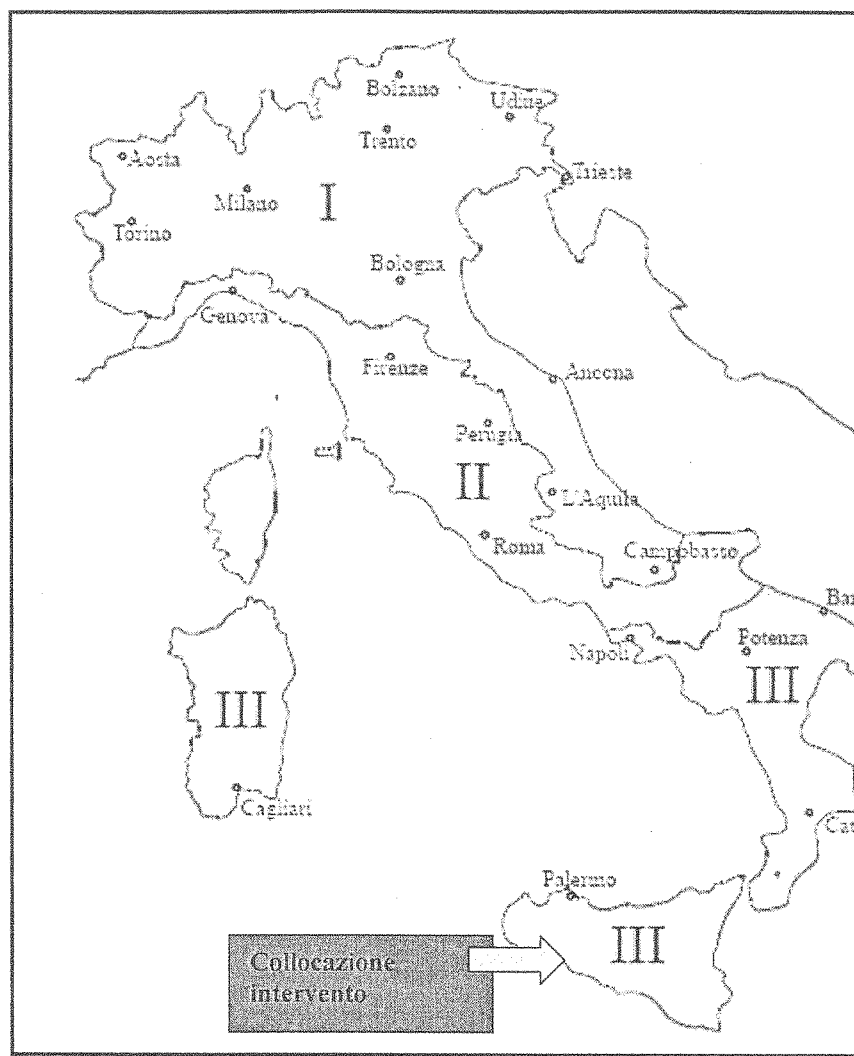


Tabella 3.5.IV – Valori del carico neve al suolo per Zona III

ZONA III	Campania (Province di Napoli e Salerno), Puglia (escluso Provincia di Foggia), Basilicata, Calabria, Sardegna, Sicilia
ALTITUDINE	CARICO NEVE AL SUOLO [kN/m ²]
$a_s \leq 200$ m	$q_{sk} = 0,75$
$200 \leq a_s \leq 750$ m	$q_{sk} = 0,75 + 2,2 \cdot (a_s - 200)/1000$
$a_s > 750$ m	$q_{sk} = 1,96 + 8,5 \cdot (a_s - 750)/1000$

Il valore di carico al neve al suolo, poste condizioni di altitudine s.l.m. pari a 80 m, risulta, così, pari a 0,75 kN/m².

1.3 PERIODO DI RITORNO

Ipotizzando una classe di appartenenza del fabbricato codificata come “Classe 1”, si considera un **periodo di ritorno pari a 500 anni**.

Il valore di riferimento del carico neve al suolo q_{ref} sarà dato dalla seguente espressione:

$$q_{ref}(T_I) = \alpha_{Rn} \cdot q_{sk}$$

Il fattore α_{Rn} viene determinato in funzione del periodo di ritorno della sollecitazione-neve, e risulta pari a 1,120.

Il valore di riferimento del carico neve al suolo risulta, così, pari a 0,84 kN/m².

1.4 MICROZONAZIONE: CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E deve essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Come si evince dalla tabella sottostante, il valore dello stesso coefficiente viene ricavato in funzione delle particolari caratteristiche topografiche del sito dove sorge la costruzione: trattandosi di un edificio accerchiato da costruzioni nell'intorno, si considera un valore del **coefficiente di esposizione pari a 1,2**.

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,8
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti	1,2

2. PARAMETRI DELLA STRUTTURA

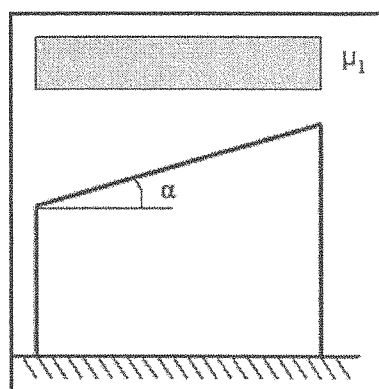
2.1 CARICO NEVE SULLA COPERTURA: CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI FORMA

Il calcolo del coefficiente di forma, data la particolare geometria della copertura in questione (copertura piana), viene svolto mediante applicazione del punto 3.5.8.2. del D.M. 14/09/2005.

In particolare viene impiegata l'ipotesi di copertura ad una falda con angolo di inclinazione α posto pari a 0.

Considerando, però, fenomeni connessi allo scivolamento della neve e di altri agenti atmosferici influenzanti il comportamento tanto strutturale, quanto termoigrometrico della struttura, si ipotizza una pendenza minima della ipotetica falda (compresa fra il 2% e il 3%), tale per cui non viene impedito lo scivolamento della neve stessa. Si ipotizzi, inoltre, la presenza di parapetto verticale in prossimità del lato di copertura più basso: in questo frangente, il valore del coefficiente di forma risulta pari a 0,8, indipendentemente dall'angolo di inclinazione stessa.

Si conclude, pertanto, che:



$$\mu_i = 0,8$$

2.2 CARICO NEVE SULLA COPERTURA: CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI FORMA PER ACCUMULO DI NEVE CONTRO PARAPETTI E PARETI VERTICALI

In presenza di vento la neve può accumularsi contro elementi piani verticali (quali parapetti perimetrali), in conseguenza della ridotta velocità dell'aria nella parte sottovento. I coefficienti di forma e le lunghezze di accumulo saranno prese come segue:

$$\mu_1 = 0,80$$

$$\mu_2 = 0,80$$

con γ pari a 2 kN/m³, h pari a 0,30 m e q_{sk} pari a 0,75 kN/m².

$$\mu_2 = \frac{\gamma \cdot h}{q_{sk}}, \text{ con la limitazione } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

2.3 CALCOLO DEL COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, si utilizza $C_t = 1$.

2.4 CALCOLO DEL CARICO NEVE

Una volta determinati i fattori di macro/micro zonazione, nonché i parametri relativi alla struttura, è possibile estrapolare il valore di carico unitario relativo all'azione della neve, quest'ultimo pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_r$$

$$Q_s = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

Analoghe considerazioni devono essere effettuate nel caso di accumulo di neve contro parapetti e pareti verticali, per il quale il fattore di forma risulta pari a 0,8.

PARAMETRI SISMICI

1-CENNI INTRODUTTIVI: L'AZIONE SISMICA

La definizione dell'azione sismica, contenuta all'interno del paragrafo 3.2. del D.M. 14-01-2008, risulta strettamente legata al generarsi del moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

L'azione può essere descritta mediante accelerogrammi o mediante spettri di risposta.

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite ultimo, le strutture degli edifici, pur subendo danni di rilevante entità negli elementi strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e dei carichi verticali.

Sotto l'effetto della azione sismica allo stato limite di danno, definita nel seguito, le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni ed interruzioni d'uso

in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza maggiore della azione sismica allo stato limite ultimo, e quindi una significativa probabilità di verificarsi più volte nel corso della durata utile dell'opera.

2 - CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto (punto 3.2.2), deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

La classificazione riguarda i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento, (bedrock) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

La classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio VS ovvero sul numero medio di colpi NSPT ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media c_u . In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media NSPT > 50, o coesione non drenata media c_u > 250 kPa).

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < \text{NSPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di Vs30 < 180 m/s ($\text{NSPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).

E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con Vs30 > 800 m/s.

Nel caso in esame, dalle risultanze della relazione geologica, si evince come lo strato di posa delle strutture di fondazione in c.a. sia caratterizzato da argille, i cui parametri geotecnici implicano una classificazione del suolo di **tipo B**.

3- DETERMINAZIONE DELLA ZONA SISMICA DI APPARTENENZA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR , nel periodo di riferimento T_R , .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

* T_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4. DESCRIZIONE DELL'AZIONE SISMICA: LO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

Un modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è costituito dallo spettro di risposta elastico.

Altro modello consiste nel descrivere il moto del suolo mediante accelerogrammi.

Il moto può decomporre in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti.

4.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5% e considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_vR .

Per le strutture in Classe III (ovvero quelle strutture caratterizzate da una vita Nominale di progetto pari a 50 anni), i valori di a_g sono quelli riferiti alla probabilità di superamento del periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $VR = 50 \times 2 = 100$ anni.

4.1.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Qualche che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_vR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definita dalle espressioni seguenti:



$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(\frac{T}{T_B} - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed e S sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale ed inoltre:

1) S fattore che tiene conto della categoria del suolo di fondazione e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente : $S = SS \times ST$

essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica e ST il coefficiente di amplificazione topografica ;

2) η e' il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione seguente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$$

il coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

3) F_0 e' il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima ,su sito di riferimento rigido orizzontale,ed ha il valore minimo pari a 2,2;

T_c e' il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_c = C_c \times T^*c$$

Dove T^*c e' definito al paragrafo 3.2 del D.M. 14-01-2008 e C_c e' un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Vedasi tab 3.2 D.M. 14-01-2008).

T_B e' il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B = T_C/3$;

T_D e' il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 + a_g/g + 1,6$.

4.1.2. SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITA' DEL TERRENO

I valori di spostamento e velocità del terreno, calcolati in funzione dei periodi propri della struttura, sono così calcolati:

$$\begin{aligned} d_g &= 0,025 \cdot S \cdot T_c \cdot T_D \cdot a_g \\ v_g &= 0,16 S \cdot T_c \cdot a_g \end{aligned}$$

Ne consegue che:

$$d_g = 0,025 \cdot 1,35 \cdot 0,80 \cdot 2,00 \cdot 0,05 \cdot g = 0,027g$$

$$v_g = 0,16 \cdot 1,35 \cdot 0,80 \cdot 0,05 \cdot g = 0,00864g$$

4.1.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso di edifici la verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la combinazione della azione sismica con le altre azioni:

$$\gamma_E \cdot E + \gamma_G \cdot G_K + \gamma_P \cdot P_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot \gamma_Q \cdot Q_{Ki})$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

GK carichi permanenti al loro valore caratteristico;

PK valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

γ_E , γ_G , γ_P , γ_Q sono coefficienti parziali pari a 1;

Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella successiva tabella.

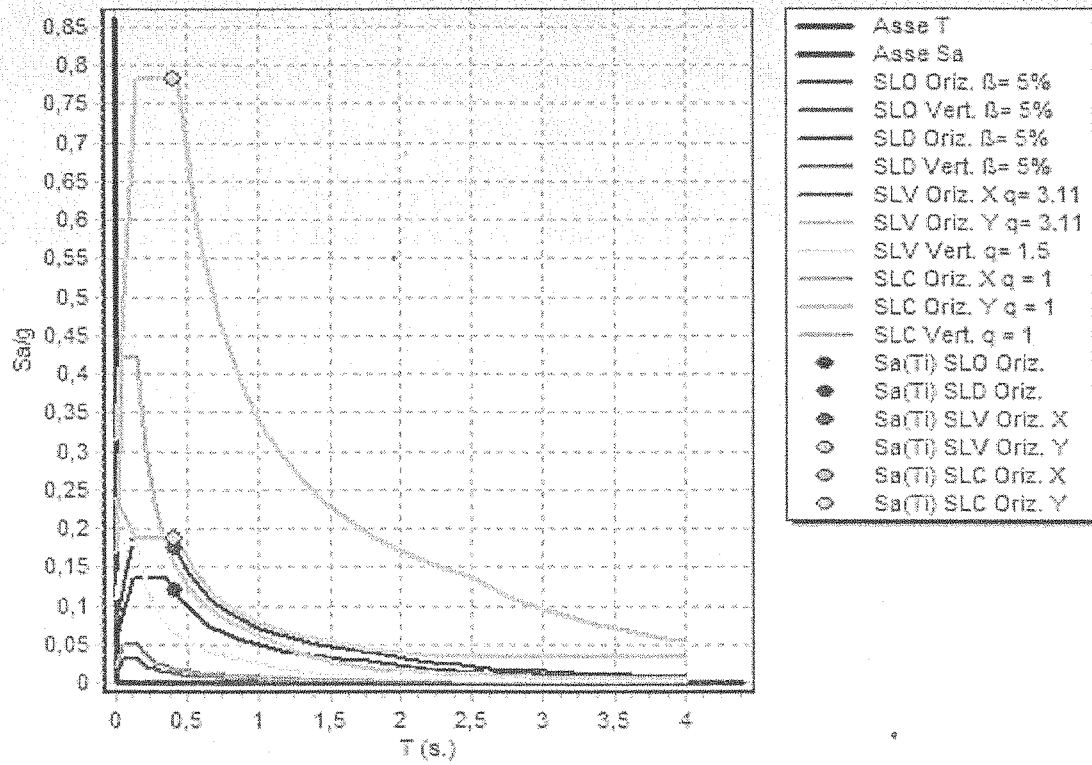
Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici, Scale	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture	0,20
Magazzini, Archivi	0,80

Trattandosi di una scuola, il valore di ψ_{2i} risulta pari a 0,60.

**PARAMETRI SISMICI ADOTTATI E SCELTA DEI COEFFICIENTI NELLA STRUTTURA OGGETTO
DI CALCOLO:**

D A T I G E N E R A L I D I S T R U T T U R A			
Massima dimens. dir. X (m)	53,00	Altezza edificio (m)	11,70
Massima dimens. dir. Y (m)	40,00	Differenza temperatura (°C)	15
P A R A M E T R I S I S M I C I			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13,06706	Latitudine Nord (Grd)	37,51450
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,20000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO (KR=.8)	Regolarita' in Pianta	SI
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	PRESENTE
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	45,00
Accelerazione Ag/g	0,03	Periodo T'c (sec.)	0,22
Fo	2,37	Fv	0,59
Fattore Stratigrafia 'S'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,11
Periodo TC (sec.)	0,33	Periodo TD (sec.)	1,74
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,05	Periodo T'c (sec.)	0,26
Fo	2,36	Fv	0,69
Fattore Stratigrafia 'S'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,13
Periodo TC (sec.)	0,38	Periodo TD (sec.)	1,79
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,15	Periodo T'c (sec.)	0,30
Fo	2,41	Fv	1,25
Fattore Stratigrafia 'S'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,42	Periodo TD (sec.)	2,19
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilita' Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	1462,00
Accelerazione Ag/g	0,20	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,47	Fv	1,48
Fattore Stratigrafia 'S'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,43	Periodo TD (sec.)	2,39
P A R A M E T R I S I S T E M A C O S T R U T T I V O C . A . - D I R . 1			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/AlfaI	1,30	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	3,12		
P A R A M E T R I S I S T E M A C O S T R U T T I V O C . A . - D I R . 2			
Classe Duttilita'	BASSA	Sotto-Sistema Strutturale	Telaio
AlfaU/AlfaI	1,30	Fattore riduttivo KW	1,00
Fattore di struttura 'q'	3,12		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondament.:	1,30
Livello conoscenza	LC2		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

SPETTRI DI PROGETTO



AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Si è tenuto conto delle le spinte del terreno che agiscono sulle pareti dei setti di fondazione. In sede di valutazione di tali carichi, se non c'è grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica, si adotterà una tipologie di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

SOFTWARE UTILIZZATI –TIPO DI ELABORATORE

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.

SOFTWARE UTILIZZATO : CDSWin versione 2010/a con licenza chiave n° 12664 intestata al sottoscritto prodotto dalla :

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

ELABORATORE UTILIZZATO :

MARCA	HP Pavilion
MODELLO	HP Pavilion DV7 -6090EL
PROCESSORE	Intel Core i7 - 640 GB
RAM	Ram: 4 GB
S.O.	Microsoft Windows Vista Home Premium

CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITA' DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>).

Per maggiore completezza i suddetti codici di calcolo si allegano al presente progetto.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Per gli elementi inflessi di tipo bidimensionale si è provveduto a confrontare i valori ottenuti dall'analisi FEM con i valori di momento flettente ottenuti con gli schemi semplificati della Tecnica delle Costruzioni.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14.01.2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.

RELAZIONE SUI MATERIALI

Normative di riferimento:

DM 2008 Norme tecniche per le costruzioni

UNI EN 1992-1-1- Progettazione delle strutture in c.a.

UNI EN 206-1 - Calcestruzzo, specificazione, prestazione, produzione e conformità

UNI 11104 Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206_1

UNI 8520 Parte 1 e 2 Aggregati per calcestruzzo Istruzioni complementari per l'applicazione in Italia della norma UNI_EN 12620 – Requisiti

UNI 7122 Calcestruzzo fresco. Determinazione della quantità di acqua d'impasto essudata

EN 10080:2005 Acciaio per cemento armato

UNI EN ISO 15630-1/2 Acciai per cemento armato: Metodi di prova

ACCIAIO

L'acciaio utilizzato comprende: barre d'acciaio tipo B450C ($6\text{mm} \leq \varnothing \leq 50\text{ mm}$), rotoli tipo B450C ($6\text{mm} \leq \varnothing \leq 16\text{ mm}$); prodotti raddrizzati ottenuti da rotoli con:

- diametri $\leq 16\text{ mm}$ per il tipo B450C;
- reti elettrosaldate ($6\text{mm} \leq \varnothing \leq 12\text{ mm}$) tipo B450C;
- tralicci elettrosaldati ($6\text{mm} \leq \varnothing \leq 12\text{ mm}$) tipo B450C;

CALCESTRUZZO

- Controlli

Il calcestruzzo, secondo quanto previsto dalle Norme tecniche vigenti, deve essere prodotto da impianti dotati di un sistema di controllo permanente della produzione, certificato da un organismo terzo indipendente riconosciuto.

È compito della DL accertarsi che i documenti di trasporto indichino gli estremi della certificazione. Nel caso in cui il calcestruzzo sia prodotto in cantiere occorre che, sotto la sorveglianza della DL, vengano prequalificate le miscele da parte di un laboratorio ufficiale (di cui all'art.59 del DPR 380/2001). Sul calcestruzzo dovrà essere eseguito il controllo di accettazione di tipo A secondo quanto previsto dal capitolo 11 delle Norme tecniche.

- Tipi di calcestruzzo

I calcestruzzi dovranno essere conformi alla UNI EN 2061 e UNI 11104 e dovranno rispondere alle prestazioni riportate nella tabella Tab.1.

- Classe di resistenza

La classe di resistenza è stata definita in conformità alle Norme tecniche e alla norma UNI EN 206-1: il primo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cilindrica (f_{ck} per le Norme tecniche e f_{ck} , cyl per le norme europee) mentre il secondo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cubica (R_{ck} per le Norme tecniche e f_{ck} , $cube$ per le norme europee). Le resistenze soddisfano i valori minimi previsti dalla norma UNI 11104 per l'ambiente in cui è previsto che debbano lavorare i vari elementi strutturali.

- Classe di esposizione ambientale

La classe di esposizione ambientale prevista per le strutture tiene conto del clima marino e del rischio di carbonatazione in regime bagnatoasciutto, tipico della zona in cui è sito l'edificio, avendo esteso, per ovvi motivi di continuità strutturale e pratici, lo stesso calcestruzzo delle strutture perimetrali (travi, pilastri, grondina) alle strutture interne (piastre, travi, pilastri). Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi, la dimensione dei copriferri e la verifica dello stato limite di deformazione riportata nella relazione di calcolo allegata.

- Classe di consistenza

Le classi di consistenza sono state stabilite ipotizzando l'utilizzo della pompa.

Nel caso che, per motivi legati all'operatività, venga richiesto di utilizzare una classe di consistenza diversa da quella prescritta, può venire autorizzata dalla DL e annotata sull'apposito registro di cantiere, adducendo le motivazioni della variazione.

Il mantenimento della consistenza deve essere garantito per un tempo di almeno due ore dalla fine del carico dell'autobetoniera e comunque non meno di un'ora dall'arrivo dell'autobetoniera in cantiere, tempo in cui l'impresa deve completare lo scarico. Il fornitore di calcestruzzo e l'impresa devono programmare il getto in modo che il produttore cadenzi le consegne per dare il tempo necessario all'impresa di poter mettere in opera il materiale. Sono da evitare interruzioni di getto superiori a un'ora.

-Aggregati

Gli aggregati devono essere marcati CE secondo la norma UNI EN 12620[N16] con un sistema di attestazione 2+ e devono essere conformi alla norma UNI 85202[N15].

Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali. In funzione della disponibilità delle pezzature

reperibili dai produttori di calcestruzzo in zona, sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

- Copriferro

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 199211 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali. Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle staffe, per cui se verranno utilizzati distanziatori fissati alle barre longitudinali occorrerà sommare al valore fornito anche il diametro delle staffe e il raggio della barra. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma EN 13670:2008: è stata considerata una tolleranza Δ_{dev} di 10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 199211.

- Messa in opera

L'esecuzione dell'opera deve essere conforme alla norma prEN13670:2008[N12]. A tal fine è stata prevista la classe di esecuzione 1 e la classe di tolleranza 1. In particolare si raccomanda di utilizzare casseforme di resistenza, rigidità, tenuta e pulizia adeguate per ottenere superfici regolari e prive di difetti superficiali che possano incidere pesantemente sulla capacità del copriferro di proteggere le armature, soprattutto per la presenza dell'ambiente marino in cui verrà costruita la struttura.

Per quello che riguarda la messa in opera (tolleranze, giunzioni, assemblaggio) e piegatura (temperatura minima, diametro dei mandrini, ecc.) delle armature, occorre attenersi alle prescrizioni riportate nel capitolo 6 della norma prEN13670:2008[N12].

I lavori di preparazione ai getti dovranno essere contemplati, ispezionati e documentati come richiesto dalla classe di esecuzione.

Le superfici che vengono a contatto con il calcestruzzo fresco non devono avere una temperatura inferiore a 0°C finché questo abbia superato la resistenza a compressione di 5MPa.

Se la temperatura ambientale è prevista al di sotto di 0°C o al di sopra di 30°C al momento del getto o nel periodo di maturazione, occorre prevedere precauzioni per la protezione del calcestruzzo, come specificato nel paragrafo successivo.

Il calcestruzzo deve essere compattato a rifiuto in modo che le armature vengano adeguatamente incorporate nella matrice cementizia, l'elemento strutturale assuma forma imposta dalle casseforme e la superficie del getto sia priva di difetti superficiali. Allo scopo occorre utilizzare vibratori ad ago da inserire ed estrarre verticalmente ogni 50 cm circa, facendo attenzione a non toccare le armature e ad inserire il vibratore ad una profondità tale da coinvolgere gli strati inferiori precedentemente

vibrati. Per la scelta delle classi di consistenza, la durata della vibrazione sarà relativamente bassa, soprattutto nei getti dei solai e delle piastre.

Maggior cura richiederà la compattazione del calcestruzzo gettato nei pilastri, nelle pareti e nei nodi travepilastro.

- Stagionatura

Il calcestruzzo, dopo il getto, deve essere protetto contro la veloce evaporazione dell'acqua, dal gelo, dagli agenti atmosferici.

Nei getti verticali, la stagionatura consiste nel mantenimento delle casseforme, per i getti orizzontali nell'applicazione di teli di plastica per il tempo necessario fissato dalle tabelle sotto riportate.

Per la platea di fondazione, per le piastre di piano (soprattutto in corrispondenza del perimetro e della grondina di marcapiano, si prescrive una classe di stagionatura 3, per i pilastri è sufficiente una classe di stagionatura 2

Eccetto che nel periodo invernale, è consentito utilizzare agenti antievaporanti, facendo attenzione ad evitare le riprese di getto. In questo periodo, si prescrive l'utilizzo di teli di plastica, in modo da proteggere il getto, oltre che dall'evaporazione dell'acqua, anche dalle basse temperature.

Nel periodo invernale, si consiglia di richiedere al fornitore di calcestruzzo un prodotto con bassi tempi di indurimento, in modo da accorciare i tempi di stagionatura

PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Le risultanze di calcolo hanno evidenziato la necessità di aumentare la sezione di armatura di alcuni setti di fondazione. Nei disegni esecutivi delle carpenterie sono riprodotti le armature dei setti esistenti da adeguare.

Le armature integrative saranno poste in opera previa asportazione del calcestruzzo degradato e fissate alla parete corticale con apposite chiodature.

La scarifica meccanica sarà effettuata con l'uso di scalpelli pneumatici, fino a mettere a nudo il sottofondo sano e compatto.

Le armature in avanzato stato di degrado dovranno essere scoperte operando una rimozione completa dello strato di calcestruzzo intorno al ferro, per effettuare una successiva accurata pulizia a mezzo di spazzolatura o sabbiatura, con successivo trattamento con passivante cementizio monocomponente polimero.

Inoltre, sarà ricostituito il copri ferro utilizzando malta cementizia, premiscelata, tixotropica, ad espansione contrastata.

Analogamente, si procederà all'ancoraggio dell'armature dei pilastri, con la posa in opera di ferri di ripresa in aggiunta a quelli esistenti, posti in fori di ancoraggio realizzati sull'estradosso dei plinti di fondazione e sigillati con l'uso di resina epossidica.

Infine, è indispensabile procedere ad una bonifica del copriferro dei plinti e dei setti di fondazione che presentano un degrado ed un processo di carbonatazione in atto.

Il collegamento delle strutture in elevazione di nuova costruzione con l'esistente fondazione va eseguito con molta attenzione e cura.

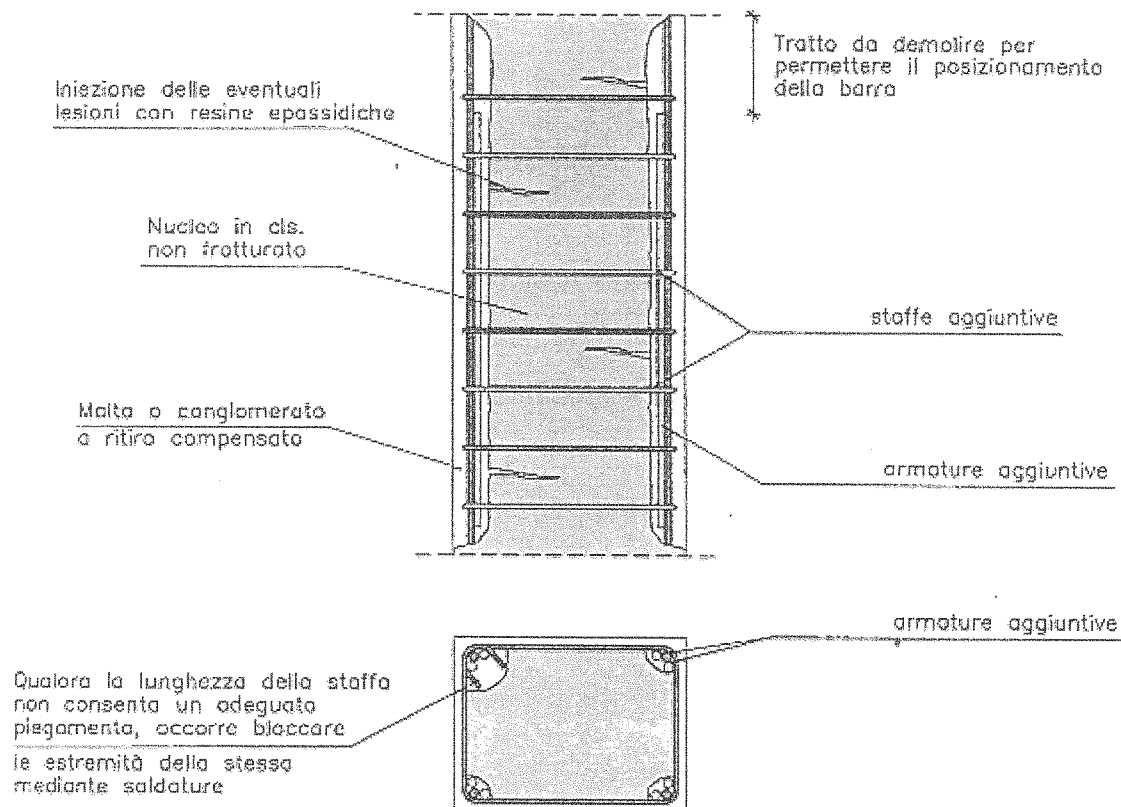
Per maggior chiarimento sui dettagli esecutivi si rimanda alle tavole di adeguamento sismico.

Si raccomanda di utilizzare le tecniche esecutive riportate nei particolari costruttivi allegati alla presente.

IL PROGETTISTA

Ing. N.M. Todaro

PILASTRI	Riparazione locale senza aumento di sezione	
-----------------	--	--



FASI ESECUTIVE:

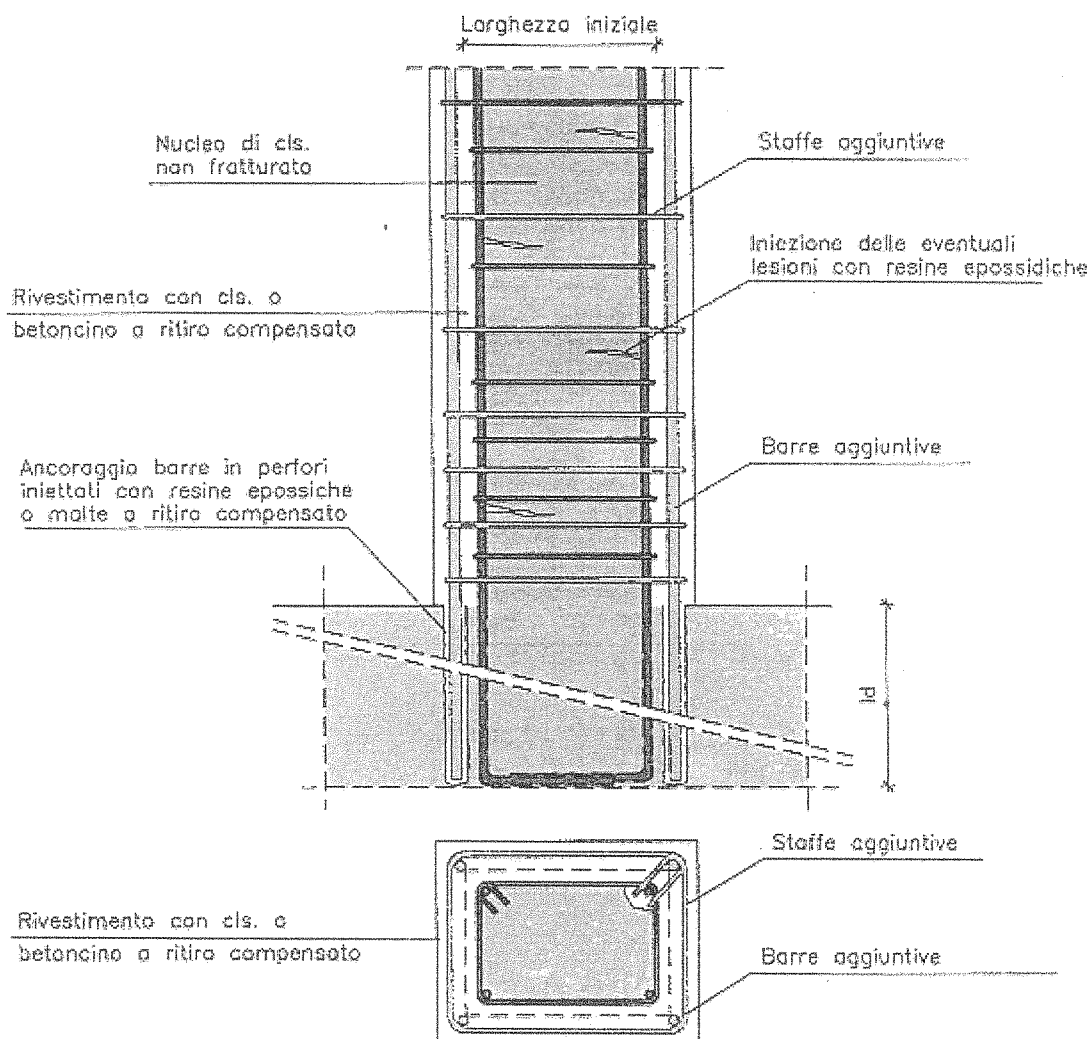
1. Puntellamento delle strutture interessate.
2. Demolizione di tutto il calcestruzzo lesionato e di una fascia superiore ed inferiore di altezza tale da consentire un adeguato ancoraggio delle barre aggiuntive;
3. Iniezione delle lesioni interne al nucleo.
4. Raddrizzamento delle barre longitudinali.
5. Collocazione delle barre aggiuntive.
6. Collocazione delle staffe aggiuntive.
7. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto.
8. Applicazione della malta o conglomerato a ritiro compensato.
9. Rimozione delle puntellature.

NOTE:

- Ove la larghezza del pilastro e la presenza di armature interne richieda legature, queste dovranno essere disposte in fasi preventivamente eseguiti.

PILASTRI

Incominciatura con nuove armature

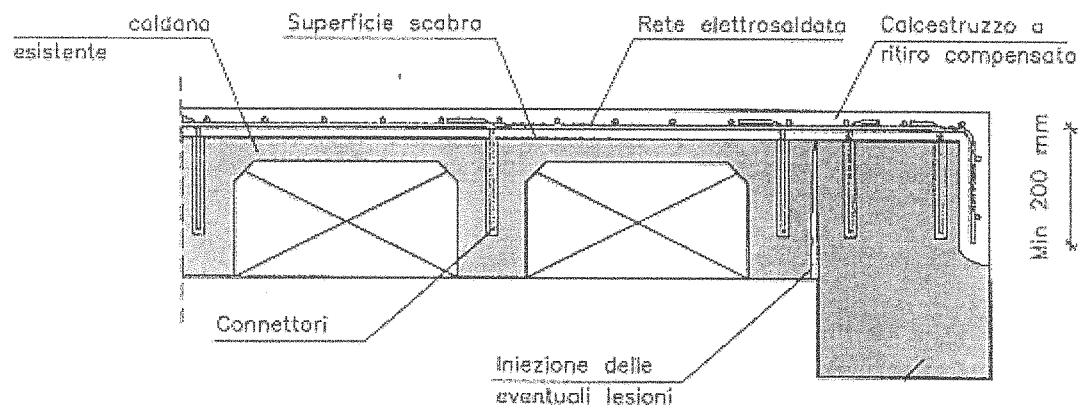


FASI ESECUTIVE:

1. Puntellamento delle strutture interessate.
2. Demolizione del calcestruzzo lesionato.
3. Iniezione delle lesioni interne al nucleo.
4. Raddrizzamento delle barre longitudinali.
5. Collocazione delle barre e delle staffe aggiuntive.
6. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto.
7. Applicazione del calcestruzzo o del betoncino a ritiro compensato.
8. Rimozione delle puntellature.

NOTE:

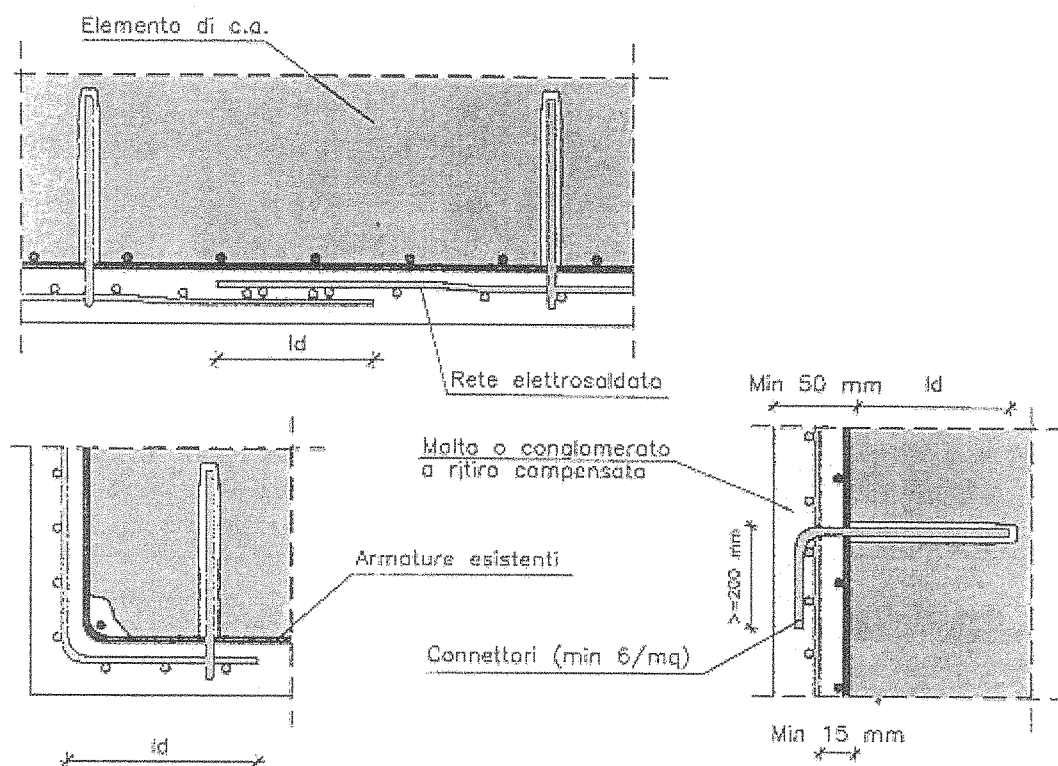
- Per forti spessori del rivestimento è opportuno disporre una doppia orditura di armature.
- In presenza di pilastri allungati bisogna disporre delle legature trasversali passanti su fori iniettati con resina epossidica.
- In alternativa alle legature si possono utilizzare tasselli chimici ancorati al nucleo interno.

**FASI ESECUTIVE:**

1. Demolizione della pavimentazione fino a raggiungere la caldaia del solaio e del copriferro esterno della trave.
2. Puntellamento delle strutture interessate.
3. Iniezione delle eventuali lesioni presenti.
4. Posa in opera dei connettori previa realizzazione di fori.
5. Preparazione della superficie di interfaccia.
6. Collocazione della rete elettrosaldata opportunamente distanziata dalla superficie di interfaccia.
7. Collocazione delle casseforme ove necessario.
8. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto.
9. Esecuzione del getto di calcestruzzo a ritiro compensato.
10. Rimozione delle casseforme e delle puntellazioni ad avvenuta maturazione della soletta.

PRECAUZIONI:

- Calibrare il puntellamento e l'interasse dei connettori per rendere attiva la partecipazione della soletta rispetto ai pesi propri.



FASI ESECUTIVE:

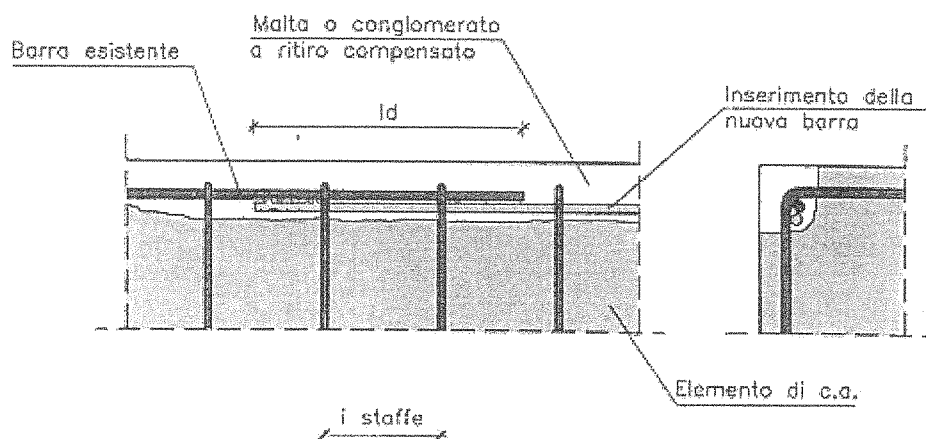
1. Demolizione del copriferro fino a scoprire tutte le armature.
2. Esecuzione dei fori per la posa in opera dei connettori di ancoraggio della rete.
3. Posa in opera dei connettori dislocati a quiconce.
4. Posa in opera della rete elettrosaldata fissata ai connettori e distanziata dalla superficie dell'elemento di c.a..
5. Formazione del gancio di ancoraggio del connettore alla rete.
6. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto.
7. Applicazione del materiale di rivestimento.

PRECAUZIONI:

- La rete elettrosaldata deve essere distanziata dalla superficie dell'elemento di c.a..
- Per applicazioni verso l'ambiente esterno utilizzare reti zincate o, in alternativa, migliorare adeguatamente il copriferro (minimo 20 mm a coprire i connettori più esposti).

LAVORAZIONI

Giunzione e ancoraggi delle barre di armatura



FASI ESECUTIVE:

1. Demolizione del calcestruzzo per la zona necessaria alla collocazione delle armature, liberando gli angoli delle staffe esistenti.
2. Inserimento delle armature da sovrapporre.
3. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto.
4. Ripristino del conglomerato di rivestimento e di copriferro con malta o conglomerato a ritiro compensato.

PRECAUZIONI:

- Le barre da giuntare non devono distare tra loro più di 2ϕ con un minimo di 20 mm.
- Il materiale di ripristino deve rivestire bene il tratto di giunzione.
- La lunghezza di sovrapposizione deve essere tale che $ld \geq 2l$ staffe.

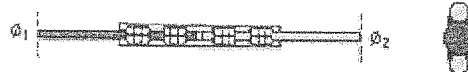
NOTE:

- E' opportuno sfalsare gli ancoraggi.
- Per migliorare l'efficacia della sovrapposizione si possono cerchiare le barre sovrapposte mediante fasciatura elicoidale con filo ϕ 1-2 mm, lungo la giunzione.



- Per barre lisce si consiglia la formazione di ganci di estremità.
- Premesso che le saldature sono da evitare, ove la lunghezza ld non si possa ottenere e nel caso la caratteristica degli acciai lo consenta, vanno realizzate a cordone d'angolo tra le barre sovrapposte (la soluzione A è da preferirsi a quella B).

SOLUZIONE A



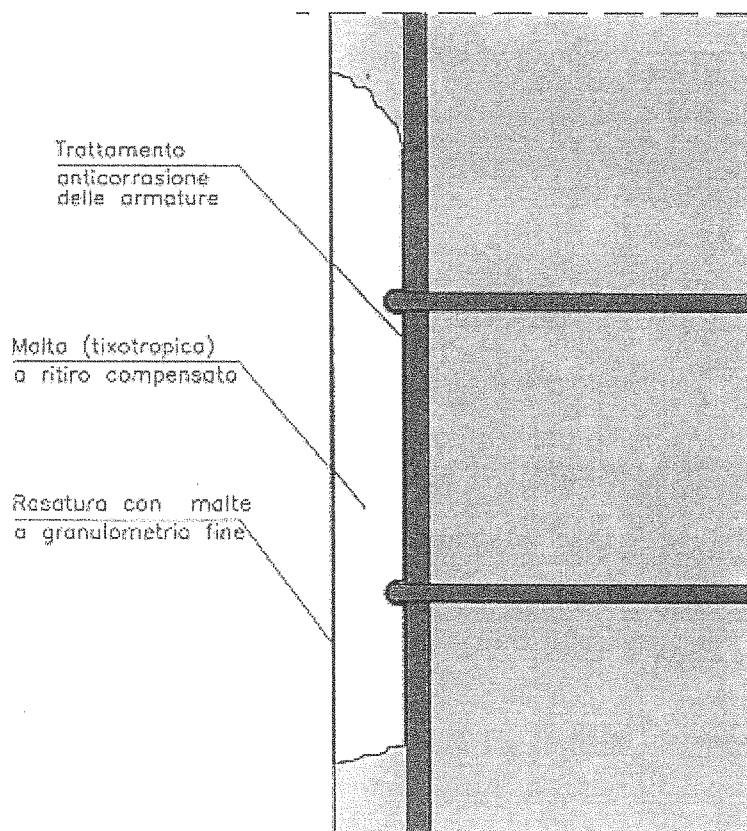
SOLUZIONE B



$$0,5 \leq \phi_1 / \phi_2 \leq 2$$

LAVORAZIONI

Ripristino del copriferro e trattamento delle armature



FASI ESECUTIVE:

1. Demolizione del calcestruzzo degradato del rivestimento estesa a tutta la zona interessata dalla corrosione delle armature.
2. Pulitura delle armature scoperte dalle scorie della corrosione.
3. Applicazione di un inibitore di corrosione sulle armature scoperte.
4. Pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto.
5. Applicazione di malta (tixotropica) a ritiro compensato (per forti spessori procedere per successione di strati di 20-30 mm).
6. Rasatura della parte ricostruita con malta a granulometria fine.

PRECAUZIONI:

- Pulire accuratamente le armature prima dell'applicazione dell'inibitore di corrosione.