



**Comune di Ozzero (MI)**

#### ELENCO DOCUMENTI

- A - Relazione Tecnica Illustrativa;
- B - Relazione sul processo di depurazione, meccanica ed elettrica
- C - Relazione Geologica
- D - Relazione Geotecnica
- E - Relazione di Calcolo delle strutture
- F - Relazione sui Materiali
- G - Tabulati di calcolo
- H - Piano di manutenzione dell'opera
- I - Piano di sicurezza e di coordinamento
- L - Elenco dei prezzi unitari ed analisi
- M - Computo metrico estimativo
- N - Quadro economico
- O - Cronoprogramma
- P - Capitolato Speciale di Appalto e specifiche tecniche

#### ELENCO ELABORATI GRAFICI

- E01 – Inquadramento territoriale
- E02 – Planimetria Generale
- E03 – Piano Quotato
- E04 – Rilievo dello stato di fatto
- E05 – Stato di progetto – Piante, Prospetti, Sezioni
- E06 – Stato di progetto – Sezioni Ambientali
- E07 – Stato di progetto – Demolizione e costruzione
- E08 – Stato di progetto – Locale Soffianti
- E09 – Stato di progetto – Progetto Strutturale – Ampliamento Locale Soffianti
- E10 – Stato di progetto – Progetto Strutturale – Nuovo Canale Grigliatura
- E11 – Stato di progetto – Schema meccanico e funzionale
- E12 – Stato di progetto – Linea 2 – Opere Meccaniche
- E13 – Stato di progetto – Pianta collegamenti elettrici
- E14 – Stato di progetto – Schemi elettrici unifilari

#### PROGETTO ESECUTIVO

**Lavori di ripristino della funzionalità della seconda linea di trattamento presso l'impianto di depurazione di Ozzero**

#### E - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

**R.U.P**

Ing. Paola Arisi di CAP Holding, iscritto all'Ordine di Milano al n. 17724

#### PROGETTISTA

Ing. Mariarosaria Saulino – Interstudio  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano, Sez. A n. 29380;  
Arch. Silvano Carone – Interstudio  
Ordine Degli Architetti di Milano n. 14229

**PROG. 5712**

**FEBBRAIO 2014**

**INDICE**

|    |  |    |
|----|--|----|
| 1  | PREMESSE.....  | 2  |
| 2  | DICHIARAZIONE CONGIUNTA PROGETTISTA – COMMITTENTE.....                                   | 5  |
| 3  | DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....   | 6  |
| 4  | DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI GEOLOGICHE DEL SITO.....                                    | 7  |
| 5  | NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....   | 8  |
| 6  | ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO e MODELLI UTILIZZATI ..... | 8  |
| 7  | STATI LIMITE, AZIONI e ANALISI DEI CARICHI .....   | 15 |
| 8  | VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO .....                                       | 27 |
| 9  | VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO.....   | 37 |
| 10 | AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEI CODICI UTILIZZATI NEL CALCOLO .....                       | 48 |
| 11 | VALUTAZIONE DEI RISULTATI .....  | 53 |
| 12 | PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO.....  | 53 |
| 13 | CONCLUSIONI .....  | 53 |

## 1 PREMESSE

L'impianto di depurazione del Comune di Ozzero è situato in un'area recintata in località Soria Vecchia alla fine di via Galvani nel Comune di Ozzero (MI). L'impianto è situato in un'area caratterizzata prevalentemente da insediamenti di tipo industriale. L'area recintata confina a nord, ovest e sud con un piazzale asfaltato sgombero e ad est con il ricettore finale, la roggia Rile. All'impianto sono recapitate le acque reflue civili ed industriali provenienti da centro abitato di Ozzero e dalla frazione Soria Vecchia. Il refluo subisce dapprima una grigliatura meccanica ad opera di una griglia a pettine, e successivamente destinato ad un monoblocco di trattamento composto dalla sezione di dissabbiatura/disoleatura, ossidazione, sedimentazione ed disinfezione prima dell'invio al ricettore finale, la roggia Rile. La linea fanghi è costituita da un settore di ispessimento ed un settore di stabilizzazione aerobica. I fanghi stabilizzati vengono poi inviati allo smaltimento. L'impianto è inoltre dotato di una vasca dedicata all'essiccamento dei fanghi e di una platea dedicata alle eventuali operazioni di disidratazione. Letti di essiccamento e disidratazione sono attualmente inutilizzate. Vi è inoltre un locale servizi in cui trovano alloggio le due soffianti di processo ed i quadri elettrici.

I lavori strutturali a farsi riguardano la realizzazione di un nuovo canale di grigliatura interrato, ed un nuovo locale servizi da realizzarsi in adiacenza a quello esistente.

Riportiamo di seguito un rilievo fotografico dello stato di fatto:







Figura 5 - Giunti vasca seconda linea



Figura 6 - Scala a pioli di accesso passerella centrale



Figura 7 - Passerella centrale



Figura 8 - Grigliatura



Figura 9 - Dissabbiatura - disoleatura



Figura 10 - Ossidazione



Figura 11 - Tubazione aria di processo



Figura 12 - Sedimentazione





Figura 13 - Sfioro sedimentatore e scum-box



Figura 14 - Stabilizzazione fanghi



Figura 15 - Scala a pioli accesso stabilizzazione



Figura 16 - Ispessimento fanghi



Figura 17 - Disinfezione e recapito ricettore finale



Figura 18 - Locale tecnico



Figura 19 - Compressori di processo



Figura 20 - Quadro elettrico seconda linea

## 2 DICHIARAZIONE CONGIUNTA PROGETTISTA – COMMITTENTE

Il sottoscritto ing. Mariarosaria Saulino iscritto all'Ordine della Provincia di Milano al n° A28380 con studio in Viale F.lli Casiraghi, 54 20099 Sesto San Giovanni (MI) 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.

Si precisa che:

- Tipo di costruzione: cemento armato
- Committente: Cap Holding S.p.A.
- Ubicazione: Ozzero (MI)
- Direttore dei Lavori: da nominare
- Collaudatore: da nominare

le opere strutturali saranno realizzate all'interno dell'impianto di depurazione del Comune di Ozzero sito in località Soria Vecchia alla fine di via Galvani nel Comune di Ozzero (MI).

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.

IL COMMITTENTE

**Cap Holding S.p.a.**

Il Progettista delle strutture

**Ing. Mariarosaria Saulino**

### 3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Il progetto prevede la riunificazione dei due collettori in ingresso alla stazione di sollevamento dell'impianto, al fine di recapitarli in un canale di grigliatura prima del sollevamento alle sezioni centrali di trattamento. In testa alla linea sarà installata una stazione di grigliatura fine mediante staccio a tamburo rotante. In adiacenza al locale tecnico esistente verrà realizzato un nuovo locale, nel quale verranno spostati i compressori esistenti ed installato un nuovo compressore insonorizzato a servizio di entrambe le linee. Al fine di garantire la grigliatura di tutti i reflui in ingresso all'impianto di depurazione, il progetto prevede la riunificazione dei collettori in un unico canale da costruire in adiacenza all'esistente stazione di sollevamento. Il canale sarà costruito sui lati est-sud ed ovest mediante la realizzazione di una nuova soletta in calcestruzzo armato dello spessore di 20 cm e da pareti perimetrali dello stesso spessore. Le nuove opere verranno congiunte alla struttura esistente mediante giunti chimici. Il nuovo canale avrà sezione variabile da 50 cm interni sul lato est a 80 cm sul lato ovest, ove verrà posta in opera la nuova griglia automatica. Il fondo canale avrà una pendenza media di 3.5% al fine di garantire il corretto deflusso dei liquami. Il canale sarà dotato di griglia verticale automatica GR.01 per la grigliatura di tutti i reflui in ingresso. La macchina avrà luce di filtrazione di 2 cm e sarà realizzata in acciaio inox AISI304. Lo scarico del grigliato avverrà automaticamente ad un'altezza di 1,50 m dal piano di campagna. L'installazione della griglia è stato studiato al fine di permettere agevolmente la futura installazione di una coclea di compattazione ed allontanamento del grigliato. La coclea di trasporto e compattazione non è oggetto del presente appalto. Ai lati della griglia il canale sarà dotato di copertura grigliata di acciaio zincato rimovibile. La raccolta dei grigliati avverrà su platea in cemento dotata di raccolta dei percolati che verranno re immessi in testa al nuovo canale di grigliatura. La platea sarà dotata di tre pozzetti di raccolta dei percolati, posizionati rispettivamente in corrispondenza della raccolta dei grigliati grossolani, della raccolta dei grigliati fini e della raccolta delle sabbie. I percolati raccolti verranno inviati nel nuovo canale a monte della nuova grigliatura, mediante tubazioni interrate in PVC di 125. Ai fini dell'intercettazione delle condotte principali, in ingresso al depuratore, il progetto prevede la realizzazione di un nuovo pozzetto interrato sul lato ovest di intercettazione della condotta proveniente dalla zona industriale. Sul lato est l'intercettazione dei reflui avverrà mediante la costruzione del nuovo canale in adiacenza alla stazione di sollevamento ed al pozzetto esistente di ispezione dei reflui provenienti dal centro abitato. Solo a seguito della realizzazione del nuovo canale si prevede la demolizione del pozzetto esistente. All'interno della vasca di sollevamento si prevede l'allargamento del foro di ingresso, attualmente circolare con diametro 80 cm e il taglio del setto centrale di separazione della vasca il cui profilo inferiore verrà abbassato di 30 cm. Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo locale tecnico di alloggiamento dei compressori di processo. Il nuovo locale verrà realizzato sul lato ovest dell'attuale locale tecnico. Le due strutture verranno congiunte l'una all'altra. Si prevede la realizzazione di una nuova platea, con vespaio aerato di ghiaione. La struttura del locale sarà in pilastri e travi di cemento armato ed i tamponamenti perimetrali in blocchi di calcestruzzo e argilla espansa. I muri perimetrali verranno intonacati sia internamente che esternamente. La copertura sarà realizzata in laterocemento adiacente alla soletta esistente. Al fine di garantire la perfetta impermeabilizzazione della copertura, il progetto prevede l'impermeabilizzazione completa di tutta la soletta, compresa l'esistente, mediante guaina. Tale guaina dovrà essere risvoltata anche sui profili della gronda ed adeguatamente sormontata per garantire la perfetta tenuta. Verranno inoltre realizzati i canali di gronda perimetrali in profili di acciaio zincato. Lo scarico si prevede a terra mediante due pluviali circolari sempre in acciaio zincato. Internamente si prevede la realizzazione della pavimentazione in piastrelle di gres ceramico. L'ingresso al locale sarà garantito da porta di ingresso a due ante in profilati di acciaio, di luce adeguata alle operazioni di manutenzione od eventuali operazioni straordinarie, quali la possibile estrazione dei compressori di processo. Il locale sarà inoltre dotato sul lato sud di serramento in alluminio. Le dimensioni esterne del nuovo locale saranno le seguenti:

|           |        |
|-----------|--------|
| Lunghezza | 5,55 m |
| Larghezza | 4,55 m |



Altezza 3,10 m

Con la realizzazione del nuovo locale, sarà possibile dedicare il manufatto esistente esclusivamente alle operazioni di gestione delle operazioni sui quadri elettrici e ad eventuali brevi mansioni d'ufficio. Il nuovo locale ospiterà gli attuali due compressori esistenti ed un terzo nuovo compressore cabinato insonorizzato. Tutti i compressori potranno alimentare entrambe le linee di trattamento.

#### 4 DESCRIZIONE DELLE CONDIZIONI GEOLOGICHE DEL SITO

Lo studio geologico è stato elaborato da AMEC Earth & Environmental GmbH (AMEC) per conto di CAP Holding S.p.A. (di seguito CAP) e costituisce la relazione geologica a corredo del progetto di ripristino e potenziamento delle strutture relative all'ampliamento del locale soffianti ed il nuovo canale di grigliatura grossolana intorno alla stazione di sollevamento dell'impianto di depurazione del comune di Ozzero (MI).

La relazione geologica sintesi e compendio dei dati acquisiti durante il rilevamento geologico dell'area e le indagini geognostiche, descrive l'assetto geologico, idrogeologico e sismico del sito, con particolare riguardo alla definizione delle caratteristiche litostratigrafiche ed alle proprietà fisico meccaniche dei terreni coinvolti dalle opere in progetto, per la valutazione della fattibilità dell'intervento sulla base del modello geologico e geotecnico dell'area, necessario alla progettazione esecutiva delle opere di fondazione e strutturali. Lo studio geologico è stato condotto in ottemperanza alla vigente normativa DM 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" (Cap. 6 Progettazione geotecnica e Cap. 7 Progettazione per azioni sismiche).

Il lavoro è articolato nelle seguenti fasi:

- ricerca bibliografica riguardante la raccolta di dati su studi precedenti e la consultazione della Carta Geologica (Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000 - Foglio 44 – Novara) e della componente geologica allegata al vigente PGT comunale;
- caratterizzazione geologica del sito mediante il rilevamento diretto di superficie, esteso anche alle aree limitrofe ed esame delle condizioni geomorfologiche con il rilievo delle forme morfologiche presenti;
- caratterizzazione sismica attraverso l'esecuzione di indagine sismica;
- caratterizzazione litologico-stratigrafica e geotecnica del sito attraverso l'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT, spinte sino alla profondità massima di 6,00 m da p.c.

Per una più ampia trattazione si rimanda alla relazione geologica e geotecnica sulle fondazioni allegata al progetto.

## 5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le Costruzioni" Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente;

**Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

**Eurocodice 3** – "Progettazione delle strutture in acciaio" - ENV 1993-1-1.

## 6 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO e MODELLI UTILIZZATI

Con il § 10.2 delle NTC viene affidato al progettista delle strutture il compito e la responsabilità di comprovare la validità dei risultati dei calcoli e delle verifiche attraverso:

- ❖ la verifica dell'attendibilità dei risultati ottenuti;
- ❖ la presentazione dei risultati che ne garantiscano la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

A tal fine, la presente relazione di calcolo comprende, senza ambiguità ed in modo esaustivo, le configurazioni studiate e fornisce le seguenti indicazioni:

- ❖ tipo di analisi svolta: **dinamica**

A tal Fine si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008 ed in particolare:

- ❖ analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;

come metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale. 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 informazioni sulla prestazioni attese della struttura e sulla sua vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo. La sicurezza e le prestazioni sono state garantite verificando gli opportuni stati limite definiti 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. i.

A tal fine, il calcolo di verifica è stato eseguito con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione mentre le verifiche delle sezioni, sono state svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, inviluppando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

Per il calcolo strutturale ci si è avvalsi di un programma di calcolo all'elaboratore SISMICAD della Concrete, la cui procedura consente l'analisi strutturale della struttura schematizzandola attraverso un modello matematico unico spaziale agli elementi finiti su suolo elastico alla Winkler. In tale programma il calcolo strutturale è stato eseguito col metodo agli elementi finiti con la soluzione dei derivanti sistemi di equazioni.

### 6.1 Descrizione del Programma Sismicad

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |              |
|--|----------------------------|--------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 8 di 53 |

solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input ai solutori; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

#### ***Pre-processore: (input)***

E' prevista una doppia possibilità di input: la geometria strutturale del manufatto (solai, pareti in c.a. ed in muratura, pilastri, travi, scale, plinti, piastre, pali e vincoli esterni) ed i carichi su di esso agenti (distribuiti su superfici, lungo linee o concentrati) possono essere introdotti da 'disegno' o da 'tastiera'. Nel primo caso, disegnando le piante delle carpenterie di piano utilizzando AutoCAD, AutoCAD LT, o IntelliCAD e la barra degli strumenti associata, il programma 6 in grado, con la sola lettura del file di disegno, di generare il modello matematico della struttura sia geometrico che di carico e scrivere i file di accesso al programma di calcolo prescelto. L'utente deve solo definire le piante statiche del manufatto, dopo adeguato predimensionamento degli elementi strutturali: le successive operazioni di individuazioni dei nodi, numerazione ed orientamento delle aste, formazione delle mesh di elementi shell per la schematizzazione delle pareti delle piastre e delle platee, creazione di piani rigidi o deformabili, individuazione di carichi e scrittura dei file per l'accesso al programma di calcolo vengono svolte completamente in automatico. Nel secondo caso, invece, è possibile l'input da tastiera dei dati di geometria e carico. Non tutti gli elementi strutturali possono essere definiti attraverso tale metodo: esso è infatti progettato principalmente per essere utilizzato in operazioni di controllo e modifica dei dati al di fuori dell'ambiente di disegno.

#### ***Solutore: (Solver )***

È un programma per l'analisi numerica delle strutture condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti, che per la sua impostazione, non è legato al programma SISMICAD, e può essere utilizzato autonomamente. Esso consente di soddisfare diverse esigenze, ed in particolare:

- ❖ dotare il programma ad elementi finiti di un file di input facilmente interpretabile;
- ❖ eseguire un accurato controllo della correttezza dei dati prima di passare alla fase di soluzione vera e propria;
- ❖ l'introduzione modulare di nuovi elementi finiti senza modificare l'impianto generale del programma;
- ❖ la sostituzione degli elementi finiti esistenti con altri la cui formulazione derivi dai progressi scientifici nel campo dell'analisi numerica delle strutture;
- ❖ offrire le tecniche di soluzione e le formulazioni più aggiornate nel campo dell'analisi numerica;
- ❖ accogliere le prescrizioni di calcolo dettate dalla normativa vigente;
- ❖ costituire la base di un programma per la ricerca scientifica nel campo dell'analisi numerica.

Il programma SOLVER è inoltre, dotato delle seguenti caratteristiche:

- ❖ generazione di nodi su linee, su superfici spaziali e in domini tridimensionali;
- ❖ una varietà di vincoli esterni e mutui;
- ❖ un'ampia biblioteca di elementi finiti che include molle, travi, bielle, molle orientate, lastre, piastre, gusci e solidi tridimensionali;
- ❖ assegnazione dei dati in formato libero attraverso codici alfanumerici;
- ❖ check in fase di lettura dati e in fase di elaborazione;
- ❖ capacità di soluzione legata solo alla memoria hardware posseduta dall'utente;
- ❖ algoritmi di soluzione stabili ed efficienti.

#### ***Post-Processore: (output).***

I file di output sono prodotti dal solutore e archiviati nella sottodirectory Dati-Data della directory di lavoro ed hanno estensione '.st'. Per le strutture in c.a. SISMICAD prevede la possibilità di progettazione automatica di travi, pilastri e

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |              |
|--|----------------------------|--------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 9 di 53 |



plinti sia superficiali che su pali. SISMICAD comprende inoltre procedure CAD per cemento armato che permettono di utilizzare lo strumento di puntamento per scegliere o correggere, con facilità e rapidità, forma e dimensione di tutte le armature metalliche dell'edificio. Le operazioni di dimensionamento o correzione delle armature di travi, pilastri, plinti, piastre, pali e pareti sono caratterizzati dalla possibilità di un continuo controllo della situazione tensionale dell'elemento strutturale analizzato. Per le travi è riportato a video l'involuppo dei diagrammi delle sollecitazioni agenti cui sono sovrapposti quelli resistenti; è possibile conoscere in tempo reale le tensioni dei materiali in una qualsiasi sezione scelta. Per i pilastri sono riportati i diagrammi delle tensioni massime del calcestruzzo e del ferro; per le piastre e le pareti è prevista la verifica locale. Per tutti gli elementi strutturali è prevista la creazione di file ASCII per la relazione di calcolo e per il computo metrico delle quantità. Di ogni elemento strutturale può essere prodotto un disegno esecutivo tramite la scrittura automatica di file di trasferimento (dxf). Sia i file di stampa che quelli di disegno sono organizzati da procedure previste nel pacchetto per un loro agevole utilizzo. Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento inclinato tra solai posti a quote diverse. Indipendentemente dal solutore utilizzato, i nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad un nodo principale giacente nel piano dell'impalcato e coincidente generalmente con il baricentro delle masse; tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, è simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi verticali uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; nei nodi d'incrocio delle membrature sono anche definibili elementi di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, d'intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni eseguito dai solutori si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- ❖ travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente; sono previsti un coefficiente riduttori dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio;
- ❖ le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- ❖ le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono suddivise in conci, nel numero minimo di 4, e i nodi vengono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla
- ❖ traslazione verticale ed a richiesta anche orizzontale;
- ❖ i plinti su suolo elastico costituiscono elementi puntiformi per la struttura rappresentati da molle aventi rigidità alla traslazione verticale (ed a richiesta anche orizzontale) e rotazione intorno agli assi orizzontali di riferimento globali;
- ❖ i plinti su pali possono essere collegati ad aste su suolo elastico orizzontale e verticale che simulano la presenza del palo;

- ❖ le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.
- ❖ La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.

Il calcolo degli effetti del sisma è condotto a scelta dell'utente, sia attraverso l'analisi statica sia attraverso l'analisi modale con spettro di risposta controllando, in accordo alle varie normative adottate, la percentuale delle masse eccitate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nel nodo principale di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

#### **Verifiche delle membrature in cemento armato.**

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili o agli stati limite in accordo al DM 9-1-1996, secondo Eurocodice 2, secondo ACI 318 o secondo NSR-98. Le travi sono verificate a flessione retta e taglio; i pilastri, i pali ed i setti pressoflessione deviata. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Per le verifiche delle platee (a flessione e punzonamento) è ammessa l'introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'Eurocodice, Appendice A.2.8. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra

assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

| Significato dei simboli nell'output delle sollec. delle travi ai piani e alle falde |   |
|---|---|
| trave   | numerazione della trave assegnata dal programma                     |
| asta sap  | numerazione della asta nel solutore                                 |
| filo  | filo della sezione nella quale sono riportate le sollecitazioni     |
| piano (falda)   | piano (falda) della trave   |
| cond  | condizione elementare di carico                                     |
| N   | sforzo normale  |
| Tx  | taglio nel piano orizzontale  |
| Ty  | taglio nel piano verticale  |
| Mx  | momento flettente nel piano verticale che contiene asse della trave |
| My  | momento flettente nel piano ortogonale al precedente                |
| Mt  | momento torcente  |

| Significato dei simboli nell'output delle sollec. delle travi tra piani |   |
|---|---|
| trave   | numerazione della trave assegnata dal programma                           |
| asta sap  | numerazione della asta nel solutore                                       |
| filo  | filo della sezione nella quale sono riportate le sollecitazioni           |
| quota   | quota della sezione nella quale sono riportate le sollecitazioni          |
| cond  | condizione elementare di carico   |
| N   | sforzo normale  |
| Ty  | taglio nel piano verticale che contiene l'asse della trave                |
| Tx  | taglio nel piano ortogonale al precedente che contiene l'asse della trave |
| Mx  | moment() flettente nel piano verticale che contiene l'asse della trave    |

|    |  |
|----|--|
| My | momento flettente nel piano ortogonale al precedente |
| Mt | momento torcente                                     |

| Significato dei simboli nell'output delle sollec. dei pilastri in C.A. |  |
|--|--|
| pilastro   | numerazione interna del programma                                    |
| filo   | filo del pilastro  |
| asta sap   | numerazione della asta nel solutore                                  |
| quota  | quota della sezione nella quale sono riportate le sollecitazioni     |
| cond   | condizione elementare di carico                                      |
| N  | sforzo normale   |
| Tx   | taglio nella direzione dell'asse X generale                          |
| Ty   | taglio nella direzione dell'asse Y generale                          |
| Mx   | momento flettente nel piano verticale che contiene l'asse Y generale |
| My   | momento flettente nel piano verticale che contiene l'asse X generale |
| Mt   | momento torcente   |

| Significato dei simboli nell'output delle sollec. nelle pareti in C.A. |  |
|--|--|
| inf.   | sezione inferiore  |
| sup.   | sezione superiore  |
| cond   | condizione elementare di carico                                      |
| quota  | quota della sezione nella quale sono riportate le sollecitazioni     |
| cond   | condizione elementare di carico                                      |
| N  | sforzo normale   |
| Tx   | taglio nella direzione dell'asse X generale                          |
| Ty   | taglio nella direzione dell'asse Y generale                          |
| Mx   | momento flettente nel piano verticale che contiene l'asse Y generale |
| My   | momento flettente nel piano verticale che contiene l'asse X generale |

## 6.2 Lettura dei risultati (output): telaio piano per sollecitazioni e deformazioni nelle aste, ai vari piani ed alle falde, e per ogni.

Nel tabulato dei calcoli, sono riportati i risultati dei calcoli eseguiti dal solutore solver del programma. Ogni asta del telaio spaziale è riconosciuta mediante l'indicazione del primo e secondo estremo e dal piano sismicad di riferimento. Il primo e il secondo estremo dell'asta di riferimento sono individuati da valori numerici nella convenzione dei fili sismicad e dei piani strutturali (utile per una facile lettura dei risultati).

### ELEMENTO TRAVE:

Si definiscono fili i "punti caratteristici del piano xy, rappresentati nel cad in un unico piano orizzontale. Si utilizzano per l'individuazione di tutti gli elementi strutturali. Ad esempio la **Trave a "Copertura" 1-2** è così riconosciuta:

- ❖ asta di estremi 1 e 2 (numerazione consecutiva dei nodi) il cui estremo iniziale è riferito al filo n.1 ed il cui estremo finale al filo n.2 ed è collocata al piano copertura

Nel tabulato di calcolo sono riportati i risultati delle verifiche per ogni singola campata, quest'ultima riconosciuta con numerazione progressiva delle campate indagata, numerazione dei fili del primo e secondo estremo, e numerazione dell'asta.

### ELEMENTO PILASTRO:

In maniera del tutto analoga è possibile riconoscere mediante i fili la collocazione di pilastri (analogamente vale per le travi tra piani ed i setti). I pilastri sono riconosciuti in base al filo di appartenenza ed al piano sismicad di riferimento quest'ultimo inteso come il piano strutturale portato dal pilastro in esame.

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |               |
|--|----------------------------|---------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 12 di 53 |



### TELAIO PIANO:

E' altrettanto semplice individuare la numerazione dei nodi telai piani in cui il telaio spaziale può essere decomposto. Il seguente telaio piano è stato estratto dal telaio spaziale includendo tutti i piani strutturali riconosciuti dal solutore sismicad, e tutti gli elementi strutturali (travi di piano, travi tra piani, pilastri, etc..) riconosciuti dal solutore sismicad nell'input della struttura.

#### 6.3 Specifiche Tecniche

|                                    |  |
|------------------------------------|--|
| <b>Denominazione del software:</b> | Sismicad 12  |
| <b>Produttore del software:</b>    | Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy            |
| <b>Sito di riferimento:</b>        | <a href="http://www.concrete.it">http://www.concrete.it</a>        |
| <b>Rivenditore:</b>                | CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720 |
| <b>Versione:</b>                   | 12.2   |
| <b>Identificatore licenza:</b>     | SW-8163967   |
| <b>Versione</b>                    | regolarmente licenziata  |

#### 6.4 Descrizione hardware

|                          |  |
|--------------------------|--|
| <b>Processore</b>        | Intel(R) Core(TM) i5 CPU M 430 @ 2.27GHz         |
| <b>Architettura</b>      | x86  |
| <b>Frequenza</b>         | 2261 MHz   |
| <b>Memoria</b>           | 3,43 GB  |
| <b>Sistema operativo</b> | Microsoft Windows XP Professional Service Pack 3 |

#### 6.5 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come

elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

## 7 STATI LIMITE, AZIONI e ANALISI DEI CARICHI

Le norme NTC 2008, 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 con il 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.

### 7.1 Caratterizzazione delle Azioni Elementari

Si definisce valore caratteristico  $Q_k$  di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa. Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.1, per edifici civili e industriali correnti. Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

valore quasi permanente  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;

valore frequente  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;

valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale.

Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

### 7.2 Combinazione delle Azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni. Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

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:

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |               |
|--|----------------------------|---------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 15 di 53 |



$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{12} \cdot Qk2 + \psi_{13} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + Ad + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi 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  $\psi_{Gi}$  e  $\psi_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

| Categoria/Azione variabile  | $\psi_{0j}$ | $\psi_{1j}$ | $\psi_{2j}$ |
|---|-------------|-------------|-------------|
| 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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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         |

### 7.3 Azioni nelle verifiche degli stati limite

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

### 7.4 Stati limite Ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme. Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali. Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\phi_F$  riportati nella colonna A2. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali

(M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1. I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel successivo Capitolo 6.

*Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

|   |             | Coefficiente<br>$\gamma_F$ | EQU | A1<br>STR | A2<br>GEO |
|---|-------------|----------------------------|-----|-----------|-----------|
| Carichi permanenti                                | favorevoli  | $\gamma_{G1}$              | 0,9 | 1,0       | 1,0       |
|   | sfavorevoli |                            | 1,1 | 1,3       | 1,0       |
| Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup> | favorevoli  | $\gamma_{G2}$              | 0,0 | 0,0       | 0,0       |
|   | sfavorevoli |                            | 1,5 | 1,5       | 1,3       |
| Carichi variabili                                 | favorevoli  | $\gamma_{Qi}$              | 0,0 | 0,0       | 0,0       |
|   | sfavorevoli |                            | 1,5 | 1,5       | 1,3       |

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6 delle NTC. Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p=1,0$ . Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

### 7.5 Stati limite di Esercizio

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2. Nel Cap. 4 delle NTC per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7 delle NTC per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

### 7.6 Verifiche alle tensioni Ammissibili

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6. Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche. Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

### 7.7 Destinazioni d'uso e sovraccarichi variabili dovuti alle azioni antropiche.

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si è fatto 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/m<sup>2</sup>]

- 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   | $q_k$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Q_k$<br>[kN]        | $H_k$<br>[kN/m]                                |
|--|--|-------------------------------|----------------------|--|
| A  | <b>Ambienti ad uso residenziale.</b><br>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  | <b>Uffici.</b><br>Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico<br>Cat. B2 Uffici aperti al pubblico   | 2,00<br>3,00                  | 2,00<br>2,00         | 1,00<br>1,00                                   |
| C  | <b>Ambienti suscettibili di affollamento</b><br>Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole<br>Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi<br>Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune | 3,00<br>4,00<br>5,00          | 2,00<br>4,00<br>5,00 | 1,00<br>2,00<br>3,00                           |
| D  | <b>Ambienti ad uso commerciale.</b><br>Cat. D1 Negozi<br>Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...  | 4,00<br>5,00                  | 4,00<br>5,00         | 2,00<br>2,00                                   |
| E  | <b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b><br>Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri<br>Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso   | $\geq 6,00$<br>—              | 6,00<br>—            | 1,00*<br>—                                     |
| F-G  | <b>Rimesse e parcheggi.</b><br>Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN<br>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<br>—                     | 2 x 10,00<br>—       | 1,00**<br>—                                    |
| H  | <b>Coperture e sottotetti</b><br>Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione<br>Cat. H2 Coperture praticabili<br>Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso  | 0,50<br>—<br>—                | 1,20<br>—<br>—       | 1,00<br>secondo categoria di appartenenza<br>— |
| * 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.

## 7.8 Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

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

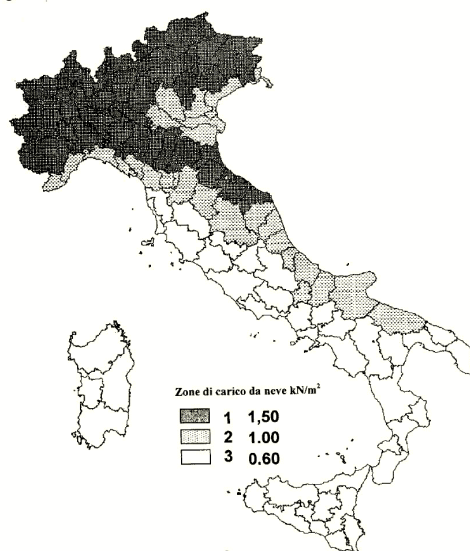
- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;
- $q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>] per un periodo di ritorno di 50 anni;
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3 NTC;
- $C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4 NTC.

Il carico da neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. 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 nel seguito,

**Zona I**

$$q_{sk} = 150 \text{ kN/m}^2 \text{ as} \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (\text{as}/602)^2] \text{ kN/m}^2 \text{ as} > 200 \text{ m}$$



Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Nel caso in esame si userà un valore pari ad 1.

**Tabella 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia**

| Topografia        | Descrizione   | $C_E$ |
|-------------------|---|-------|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.  | 0,9   |
| 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 circondata da costruzioni o alberi più alti                | 1,1   |

Il coefficiente termico è 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. Nel nostro caso utilizzeremo un valore pari ad  $C_t = 1$ . In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale. I valori del coefficiente di forma  $\mu_1$ , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

**Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma**

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$       | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|----------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| $\mu_1$               | 0,8                              | $0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$ | 0,0                    |

Nel nostro progetto il carico da neve considerato sarà pari ad:

$$q_s = 150 \text{ Kg/mq}$$

### 7.9 Azione Sismica

Come indicato nelle NTC 2008 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed 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 state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati 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 stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tabella:

| CLASSE D'USO       | I   | II  | III | IV  |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE $C_U$ | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

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 nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . E' ammesso l'uso di accelerogrammi purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati:



Per stati limite di esercizio:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Per stati limite ultimi:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella 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%   |

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere. 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
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

|   |                       |             |
|---|-----------------------|-------------|
| Vita Nominale   | 50 ANNI               |             |
| Classe d'uso  | SECONDA               |             |
| Categoria del suolo   | C                     |             |
| Coefficiente Topografico:                                     | T1                    |             |
| Latitudine e longitudine del sito<br>oggetto di edificazione: | Longitudine Est (Grd) | 8° 54' 50"  |
|   | Latitudine Nord (Grd) | 45° 21' 31" |

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 le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla *neve*, 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.

### 7.10 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

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

nelle quali T ed  $S_e$  sono rispettivamente periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica ;  $\square$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

Dove:

- ❖  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno
- ❖ di fondazione;
- ❖  $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido
- ❖ orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- ❖  $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;

### 7.11 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

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

nelle quali T e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e

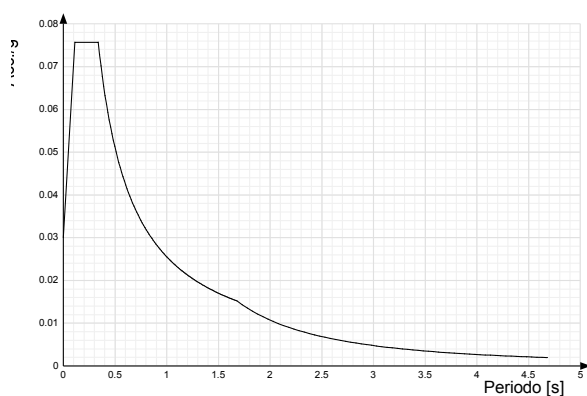
$F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

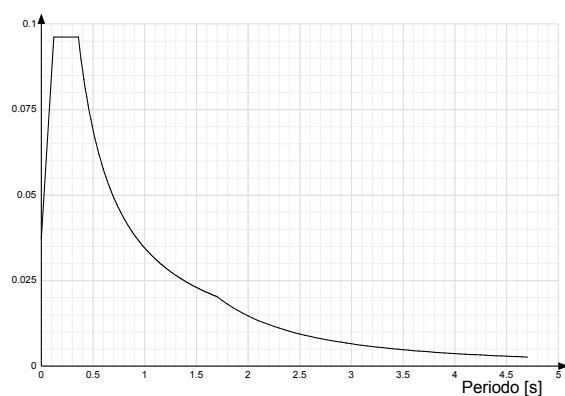
I valori di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di  $S_s$ ,  $T_b$ ,  $T_c$  e  $T_D$ , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

### 7.12 Accelerazioni spettrali per sisma

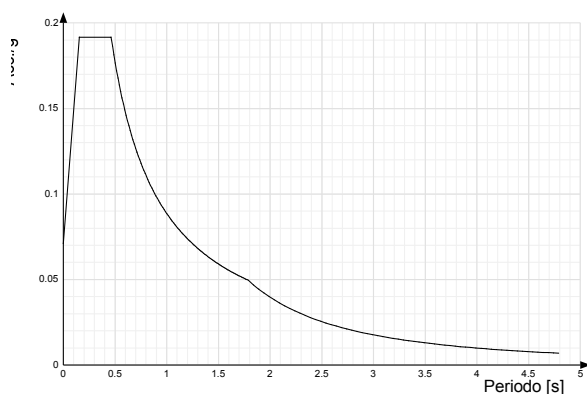
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 (3.2.4)



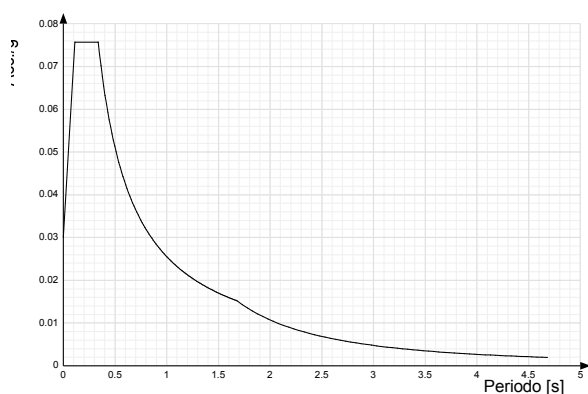
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 (3.2.4)



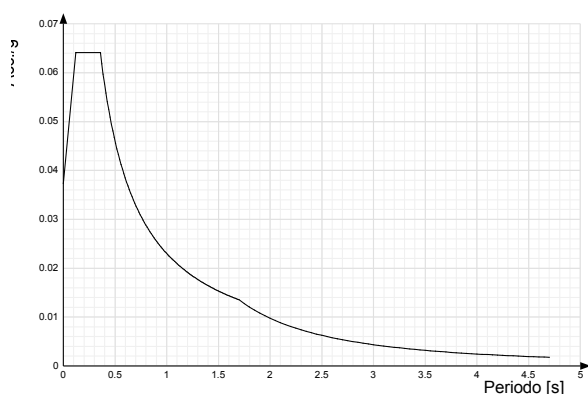
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 (3.2.4)



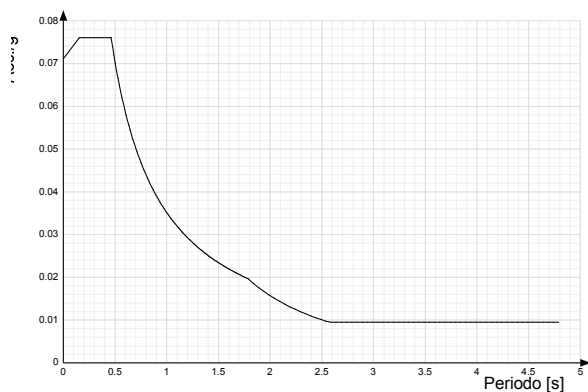
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



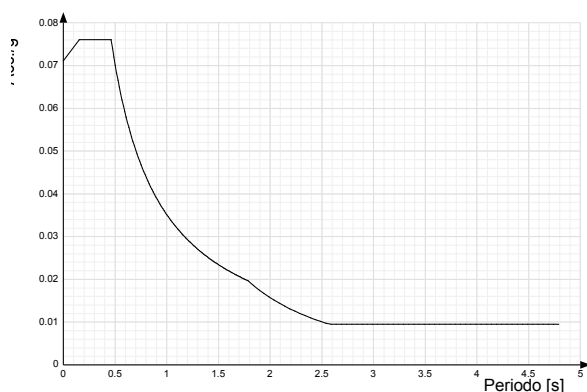
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1



Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5

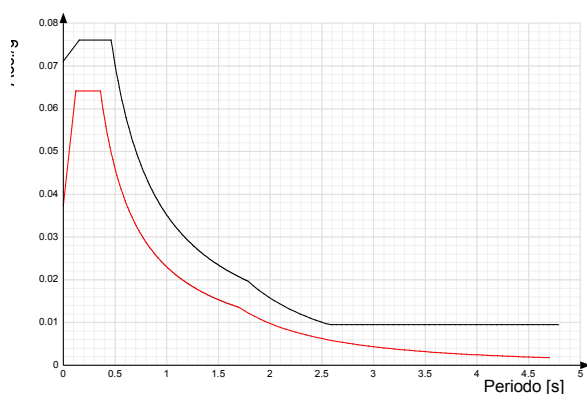


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5



### Confronti spettri SLV-SLD

Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 7.3.7.1 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero). Questo confronto tra spettri è valido anche per l'altra componente orizzontale, essendo coincidente.



### 7.13 Analisi dei carichi verticali agenti sulla struttura

L'entità dei carichi verticali, comprensivi degli eventuali effetti dinamici, sono desunte dalle indicazioni di normativa, e sono state riportate sinteticamente ai paragrafi precedenti. Di seguito si riporta l'analisi dei carichi verticali agenti sulla struttura, da cui sono stati desunti dati quantitativi per i calcoli e le verifiche statiche eseguite.

#### Tompagni

I tamponamenti esterni avranno altezza pari a 3,00 mt. Riportiamo di seguito l'analisi dei carichi lineari permanenti dovuti all'incidenza dei tompagni:

| Tompagnatura di perimetro                     |              |                      |          |                |                            |
|---|--------------|----------------------|----------|----------------|----------------------------|
| Descrizione                                   | Parti uguali | Altezza del pannello | spessore | Peso specifico | Incidenza a ml di pannello |
|   |              | m                    | m        | Kg/mc          | Kg/ml                      |
| Muratura in laterizio dello spessore di 30 cm | 1,00         | 3,00                 | 0,30     | 635,00         | 571,5                      |
| intonaco con malta cementizia                 | 2,00         | 3,00                 | 0,01     | 1700,00        | 102                        |
| TOTALE Kg/ml                                  |              |                      |          |                | 673,5                      |



Carichi di superficie agenti su SOLAIO di COPERTURA in c.a.

Riportiamo di seguito l'analisi dei carichi eseguita:

| SOLAIO in cls  |              |         |           |           |                |             |
|--|--------------|---------|-----------|-----------|----------------|-------------|
| Descrizione  | Parti uguali | Altezza | larghezza | lunghezza | Peso specifico | Valutazione |
|  |              | m       | m         | m         | Kg/mc          | Kg/mq       |
| PESO Strutturale   |              |         |           |           |                |             |
| Travetto in cls  | 2,00         | 0,20    | 0,10      | 1,00      | 2500,00        | 100         |
| Soletta  | 1,00         | 0,04    | 1,00      | 1,00      | 2500,00        | 100         |
| Pignatte da solaio   | 8,00         |         |           |           | 16,00          | 128         |
|  |              |         |           |           |                | 328         |
| PESO Permanente portato                                    |              |         |           |           |                |             |
| Intonaco all'intradosso                                    | 1,00         | 0,01    | 1,00      | 1,00      | 800,00         | 8           |
| Massetto in malta cementizia per formazione delle pendenze | 1,00         | 0,060   | 1,00      | 1,00      | 2100,00        | 126         |
| Impermeabilizzazione con guaina bituminosa                 | 1,00         | 0,004   | 1,00      | 1,00      | 1000,00        | 4           |
|  |              |         |           |           |                | 138         |
| Carichi Accidentali  |              |         |           |           |                |             |
| Carichi Variabili (Cat. A)                                 |              |         |           |           |                | 50          |
| Carichi da neve  |              |         |           |           |                | 150         |
|  |              |         |           |           |                | 200         |
|  |              |         |           |           | TOTALE Kg/mq   | 666,6       |

Carichi su canale di grigliatura

Riportiamo di seguito l'analisi dei carichi eseguita:

| Canale di grigliatura     |              |         |           |           |          |              |
|---------------------------|--------------|---------|-----------|-----------|----------|--------------|
| Descrizione               | Parti uguali | Altezza | larghezza | lunghezza | Peso sp. | Valutazione  |
|                           |              | m       | m         | m         | Kg/mc    | Kg/mq        |
| PESO Strutturale          |              |         |           |           |          |              |
| travetto IPE 100          | 0,8          | 8,1     | 0,8       |           |          | 5,18         |
|                           |              |         |           |           |          | <b>5,18</b>  |
| PESO Permanente portato   |              |         |           |           |          |              |
| Grigliato elettroforgiato |              |         |           |           |          | 44,82        |
|                           |              |         |           |           |          | <b>44,82</b> |
| Carichi Accidentali       |              |         |           |           |          |              |
| Carichi Variabili         |              |         |           |           |          | 450          |
|                           |              |         |           |           |          | <b>450</b>   |
| TOTALE Kg/mq              |              |         |           |           |          | <b>500</b>   |

## 8 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo al D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

### 8.1 Verifiche agli stati limite ultimi Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il Cap. 11 delle NTC, le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

- $f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;
- $\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

### 8.2 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo:

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

- $\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;
- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.
- Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.
- Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80  $f_{cd}$ . Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità.

### 8.3 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo:

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |               |
|--|----------------------------|---------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 27 di 53 |

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

- $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;
- $f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo ;
- Il coefficiente  $\gamma_c$  assume il valore 1,5;

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a 0,80  $f_{ctd}$ . Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto, da 1,5 a 1,4 .

Riportiamo di seguito i valori caratteristici assegnati al materiale cls utilizzato per la schematizzazione del modello strutturale di calcolo:

#### 8.4 Curva caratteristica.

- **Descrizione:** Descrizione o nome assegnato all'elemento.
- **Rck:** Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]
- **E:** Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]
- **Gamma:** Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]
- **Poisson:** Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.
- **G:** Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]
- **Alfa:** Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

| Descrizione | Rck | E      | Gamma  | Poisson | G         | Alfa    |
|-------------|-----|--------|--------|---------|-----------|---------|
| C25/30      | 300 | 314472 | 0.0025 | 0.1     | 142941.64 | 0.00001 |

- ❖ **Rck:** Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **E:** Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Gamma:** Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]
- ❖ **Poisson:** Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.
- ❖ **G:** Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Alfa:** Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

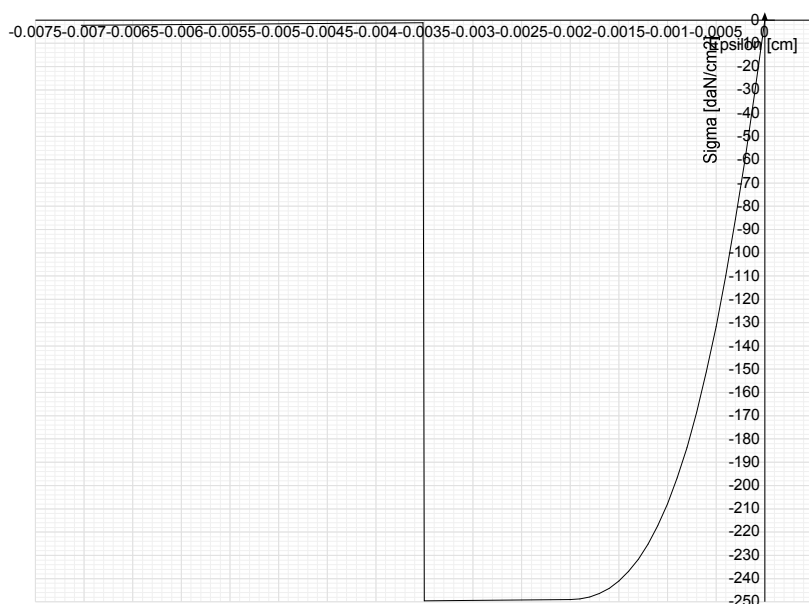
#### Curva caratteristica.

- ❖ **Reaz.traz.:** Reagisce a trazione.
- ❖ **Comp.frag.:** Ha comportamento fragile.
- ❖ **E.compr.:** Modulo di elasticità a compressione. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Incr.compr.:** Incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.
- ❖ **EpsEc:** Epsilon elastico a compressione. Il valore è adimensionale.
- ❖ **EpsUc:** Epsilon ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.
- ❖ **E.traz.:** Modulo di elasticità a trazione. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Incr.traz.:** Incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.
- ❖ **EpsEt:** Epsilon elastico a trazione. Il valore è adimensionale.
- ❖ **EpsUt:** Epsilon ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

**Materiale: C25/30**

| Rck | E         | Gamma  | Poisson | G         | Alfa    |
|-----|-----------|--------|---------|-----------|---------|
| 300 | 314471.61 | 0.0025 | 0.1     | 142941.64 | 0.00001 |

| Curva      |            |           |             |        |         |           |            |           |           |
|------------|------------|-----------|-------------|--------|---------|-----------|------------|-----------|-----------|
| Reaz.traz. | Comp.frag. | E.compr.  | Incr.compr. | EpsEc  | EpsUc   | E.traz.   | Incr.traz. | EpsEt     | EpsUt     |
| No         | Si         | 314471.61 | 0.001       | -0.002 | -0.0035 | 314471.61 | 0.001      | 0.0000569 | 0.0000626 |



### 8.5 Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio:

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

- ❖  $\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;
- ❖  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2),

Il coefficiente  $\gamma_s$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

### 8.6 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

- ❖  $\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;
- ❖  $f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:
- ❖  $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  (4.1.8)

in cui

- ❖  $\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm
- ❖  $\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

Riportiamo di seguito i valori caratteristici assegnati al materiale acciaio in barre da cls ed acciaio per profili metallici in barre utilizzato per la schematizzazione del modello strutturale di calcolo:

### 8.7 Armature

**Descrizione:** Descrizione o nome assegnato all'elemento.

- ❖ **f<sub>yk</sub>:** Resistenza caratteristica. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Sigma amm.:** Tensione ammissibile. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Tipo:** Tipo di barra.
- ❖ **E:** Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Gamma:** Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]
- ❖ **Poisson:** Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.
- ❖ **G:** Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]
- ❖ **Alfa:** Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C<sup>-1</sup>]

- ❖ **Livello di conoscenza:** Indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

| Descrizione | f <sub>yk</sub> | Sigma amm. | Tipo                | E       | Gamma   | Poisson | G         | Alfa     | Livello di conoscenza |
|-------------|-----------------|------------|---------------------|---------|---------|---------|-----------|----------|-----------------------|
| B450C       | 4500            | 2550       | Aderenza migliorata | 2060000 | 0.00785 | 0.3     | 792307.69 | 0.000012 | Nuovo                 |

### 8.8 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)\_Ipotesi di base

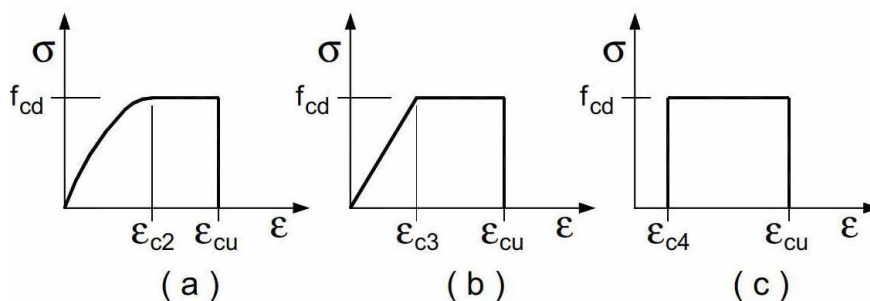
Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- ❖ conservazione delle sezioni piane;
- ❖ perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- ❖ resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- ❖ rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- ❖ rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- ❖ deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza
- ❖ della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione;

### 8.9 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .



Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

In Fig. sono rappresentati i modelli  $\sigma - \epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% \quad \epsilon_{cu} = 0,35\%$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% \quad \epsilon_{c4} = 0,07\%$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\epsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)$$

$$\epsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\% (90 - f_{ck}) / 100$$

$$\epsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\% (f_{ck} - 50) / 40 \quad \epsilon_{c4} = 0,2 \cdot \epsilon_{cu}$$



purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c). Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore  $\epsilon_{cu}$  anziché  $\epsilon_{cu}$ .

### 8.10 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

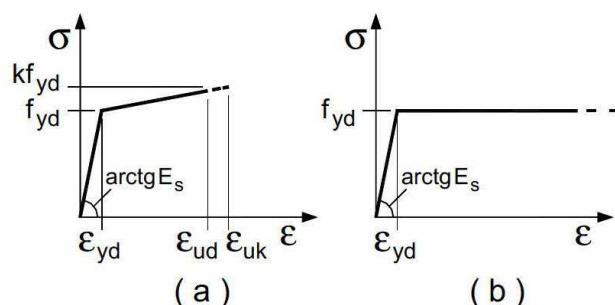
Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo

$$\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk} \quad (\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k)$$

della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$

In Fig. seguente sono rappresentati i modelli  $\sigma - \epsilon$  per l'acciaio:

- bilineare finito con incrudimento;
- elastico-perfettamente plastico indefinito.



Modelli  $\sigma - \epsilon$  per l'acciaio

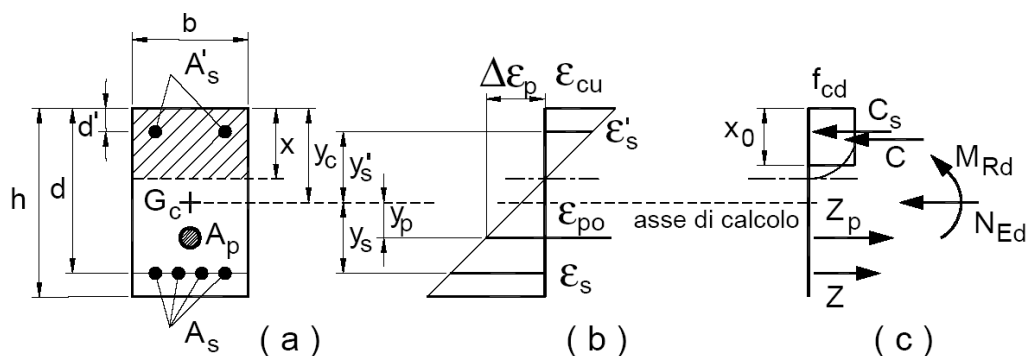
### 8.11 Analisi della sezione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma - \epsilon$  di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

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

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.



Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$  con eccentricità e pari almeno a  $0,05h \geq 20 \text{ mm}$  (con  $h$  altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma:

$$\left( \frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^{\alpha} \leq 1$$

dove

- ❖  $M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi  $y$  e  $z$ ;
- ❖  $M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta;
- ❖  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi  $y$  e  $z$ .

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$\nu = N_{Ed}/N_{Rcd} \quad (4.1.11)$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd} \quad (4.1.12)$$

$$\text{con } N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}.$$

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente  $\alpha = 1$ .

### 8.12 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}) / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}$$

e dove

- ❖  $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- ❖  $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );
- ❖  $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );
- ❖  $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza può

valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd} + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale. Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure

rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a 45°. In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

### 8.13 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente. Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg} \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il noto significato, e inoltre :

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \text{ per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \text{ per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \text{ per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\operatorname{ctg} \theta_1 \leq \operatorname{ctg} \theta)$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\operatorname{ctg} \theta_1 = \tau / \sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente. Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a:

$$a_l = 0,9 \cdot d \cdot (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha) / 2 \geq 0$$

### 8.14 Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi. Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscosi per carichi di lunga durata. Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere in modo adeguato il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. Cautelativamente il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

### 8.15 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica. La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali e di confinamento. L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm. Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

### 8.16 Verifica agli stati limite di esercizio

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- ❖ verifiche di deformabilità,
- ❖ verifiche di vibrazione,
- ❖ verifiche di fessurazione,
- ❖ verifiche delle tensioni di esercizio,
- ❖ verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità, per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

### 8.17 Verifica di deformabilità

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura in relazione alla destinazione d'uso, e con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

### 8.18 Verifica delle vibrazioni

Quando necessario:

- ❖ al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite
- ❖ dagli utenti),
- ❖ al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
- ❖ in tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature,

si effettuerà la verifica delle vibrazioni.

### 8.19 Verifica di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- ❖ realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- ❖ non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;

### 8.20 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = 1,2 f_{ctm}$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;

c) *stato* limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

## 8.21 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- ❖ combinazioni quasi permanenti;
- ❖ combinazioni frequenti.

## 8.22 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

## 8.23 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

| Gruppi di esigenze | Condizioni ambientali | Combinazione di azioni | Armatura           |            |                |            |
|--------------------|-----------------------|------------------------|--------------------|------------|----------------|------------|
|                    |                       |                        | Sensibile          |            | Poco sensibile |            |
|                    |                       |                        | Stato limite       | $w_d$      | Stato limite   | $w_d$      |
| <b>a</b>           | Ordinarie             | frequente              | ap. fessure        | $\leq w_2$ | ap. fessure    | $\leq w_3$ |
|                    |                       | quasi permanente       | ap. fessure        | $\leq w_1$ | ap. fessure    | $\leq w_2$ |
| <b>b</b>           | Aggressive            | frequente              | ap. fessure        | $\leq w_1$ | ap. fessure    | $\leq w_2$ |
|                    |                       | quasi permanente       | decompressione     | -          | ap. fessure    | $\leq w_1$ |
| <b>c</b>           | Molto aggressive      | frequente              | formazione fessure | -          | ap. fessure    | $\leq w_1$ |
|                    |                       | quasi permanente       | decompressione     | -          | ap. fessure    | $\leq w_1$ |

## 8.24 Verifica allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure. Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

## 8.25 Stato limite di apertura delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove  $w_m$ , rappresenta l'ampiezza media delle fessure. L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $s_m$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} s_m$$



Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$ ,  $e_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

#### 8.26 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

#### 8.27 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 8.28 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}.$$

## 9 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di acciaio per le quali non esista una regolamentazione apposita a carattere particolare. I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.3 delle NTC.

### 9.1 Materiali (Acciaio laminato)

I valori della tensione di snervamento  $f_y$  e della tensione di rottura  $f_t$  da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.1 delle presenti norme. Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle presenti norme.

#### Acciai

**Descrizione:** Descrizione o nome assegnato all'elemento.

**E:** Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Gamma:** Peso specifico del materiale. [daN/cm<sup>3</sup>]

**Poisson:** Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

**G:** Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Alfa:** Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

| Descrizione | E       | Gamma   | Poisson | G         | Alfa     |
|-------------|---------|---------|---------|-----------|----------|
| S275        | 2100000 | 0.00785 | 0.3     | 807692.31 | 0.000012 |

#### Proprietà acciai CNR 10011

**Descrizione:** Descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** Descrizione per norma.

**$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_y(s > 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s > 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**Prosp. Omega:** Prospetto per coefficienti Omega.

**Sig.amm.( $s \leq 40 \text{ mm}$ ):** Sigma ammissibile per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**Sig.amm.( $s > 40 \text{ mm}$ ):** Sigma ammissibile per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_d(s \leq 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di progetto  $f_d$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_d(s > 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di progetto  $f_d$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

| Descrizione | Tipo  | $f_y$<br>( $s \leq 40 \text{ mm}$ ) | $f_y$<br>( $s > 40 \text{ mm}$ ) | $f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ | $f_u(s > 40 \text{ mm})$ | Prosp.<br>Omega | Sig.amm.<br>( $s \leq 40 \text{ mm}$ ) | Sig.amm.( $s > 40 \text{ mm}$ ) | $f_d(s \leq 40 \text{ mm})$ | $f_d(s > 40 \text{ mm})$ |
|-------------|-------|-------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------|--|---------------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| S275        | FE430 | 2750                                | 2550                             | 4300                        | 4100                     | III             | 1900                                   | 1700                            | 2750                        | 2500                     |

#### Proprietà acciai CNR 10022

**Descrizione:** Descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** Descrizione per norma.

**$f_y$ :** Resistenza di snervamento  $f_y$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u$ :** Resistenza di rottura  $f_u$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_d$ :** Resistenza di progetto  $f_d$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**Prospetto omega sag.fr.( $s < 3 \text{ mm}$ ):** Prospetto coeff. omega per spessori  $< 3 \text{ mm}$ .

**Prospetto omega sag.fr.( $s \geq 3 \text{ mm}$ ):** Prospetto coeff. omega per spessori  $\geq 3 \text{ mm}$ .

**Prospetti sig.crit. Eulero:** Prospetti sigma critiche euleriane.

| Descrizione | Tipo  | $f_y$ | $f_u$ | $f_d$ | Prospetto omega sag.fr.<br>( $s < 3 \text{ mm}$ ) | Prospetto omega<br>sag.fr.( $s \geq 3 \text{ mm}$ ) | Prospetti sig.crit.<br>Eulero |
|-------------|-------|-------|-------|-------|---|---|-------------------------------|
| S275        | FE430 | 2750  | 4300  | 2750  | d   | e   | l                             |

## Proprietà acciai EC3

**Descrizione:** Descrizione o nome assegnato all'elemento.

**Tipo:** Descrizione per norma.

**$f_y(s \leq 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_y(s > 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di snervamento  $f_y$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $\leq 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

**$f_u(s > 40 \text{ mm})$ :** Resistenza di rottura per trazione  $f_u$  per spessori  $> 40 \text{ mm}$ . [daN/cm<sup>2</sup>]

| Descrizione | Tipo | $f_y(s \leq 40 \text{ mm})$ | $f_y(s > 40 \text{ mm})$ | $f_u(s \leq 40 \text{ mm})$ | $f_u(s > 40 \text{ mm})$ |
|-------------|------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|--------------------------|
| S275        | S275 | 2750                        | 2550                     | 4300                        | 4100                     |

## 9.2 Saldature

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme. Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norme UNI 5132:1974. Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati i fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento. Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati

## 9.3 Bulloni e chiodi

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme. I valori della tensione di snervamento  $f_{yb}$  e della tensione di rottura  $f_{tb}$  dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.6 delle presenti norme.

## 9.4 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Cap. 2. I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

## Stati limite

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti.
- *stato limite di fatica*, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi.

Gli stati limite di esercizio da verificare, ove necessario, sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |               |
|--|----------------------------|---------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 38 di 53 |

- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

## Verifiche

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Cap. 3 e 5 delle presenti norme. Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel Cap. 2. Il calcolo deve condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in § 4.2.3.

## Verifiche agli stati limite ultimi

### Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo delle membrature  $R_d$  si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”, area efficace  $A_{eff}$ , modulo di resistenza efficace  $W_{eff}$ , modulo di inerzia efficace  $J_{eff}$ , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5. Nel caso di elementi

strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche “efficaci” si

può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3.  $\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato. Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  indicati nella Tab. 4.2.V. Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M2}$ , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori. Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ .

**Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità**

|   |                      |
|---|----------------------|
| Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4  | $\gamma_{M0} = 1,05$ |
| Resistenza all'instabilità delle membrature                                       | $\gamma_{M1} = 1,05$ |
| Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari        | $\gamma_{M1} = 1,10$ |
| Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) | $\gamma_{M2} = 1,25$ |

## 9.5 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4. Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- $\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne "staticamente ammissibile", cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità. I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente. Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

## 9.6 Trazione

L'azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

- a) la resistenza plastica della sezione lorda,  $A$ ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

- b) la resistenza a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza plastica della sezione lorda,  $N_{pl,Rd}$ , deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti,  $N_{u,Rd}$ :

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$$

Il valore di calcolo dell'azione tagliente  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

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

dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}},$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio. Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f;$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w);$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = 0,9 (A - b t_f);$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

- ❖  $A_v = Ah/(b+h)$  quando il carico è parallelo all'altezza del profilo;
- ❖  $A_v = Ab/(b+h)$  quando il carico è parallelo alla base del profilo;

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi;$$

dove:

- ❖  $A$  è l'area lorda della sezione del profilo,
- ❖  $b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,
- ❖  $h_w$  è l'altezza dell'anima,
- ❖  $h$  è l'altezza delle sezioni cave,
- ❖  $r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,
- ❖  $t_f$  è lo spessore delle ali,
- ❖  $t_w$  è lo spessore dell'anima.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per le sezioni ad I o H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}}$$

dove  $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Per sezioni cave, invece, la formula è

$$V_{c,Rd,red} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{c,Rd}.$$

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica)

nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0,$$

dove  $\tau_{Ed}$  è valutata in campo elastico lineare. La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta nel rispetto della seguente relazione:



$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

con  $\eta$  assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

### 9.7 Presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}.$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta

può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a,$$

$$\text{ o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a,$$

essendo  $M_{pl,y,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima,  $M_{pl,z,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali, e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

dove:

- ❖ A è l'area lorda della sezione,
- ❖ b è la larghezza delle ali,
- ❖  $t_f$  è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto,  $M_{N,y,Rd}$ .

### 9.8 Presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1,$$

con  $n \geq 0,2$  essendo  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ . Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1.$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

### 9.9 Unioni con bulloni e chiodi

Nei collegamenti con bulloni “*non precaricati*” si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9 di cui al § 11.3.4.6 delle NTC. Nei collegamenti con bulloni “*precaricati*” si devono impiegare viti delle classi 8.8 e 10.9 di cui al § 11.3.4.6 delle NTC. Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab seguente:

*Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.*

|   |                         |
|---|-------------------------|
| Resistenza dei bulloni  | $\gamma_{M2} = 1,25$    |
| Resistenza dei chiodi   |                         |
| Resistenza delle connessioni a perno                                    |                         |
| Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo |                         |
| Resistenza dei piatti a contatto  |                         |
| Resistenza a scorrimento<br>per SLU                                     | $\gamma_{M3} = 1,25$    |
| per SLE   | $\gamma_{M3} = 1,10$    |
| Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio     | $\gamma_{M6,ser} = 1,0$ |
| Precarico di bulloni ad alta resistenza                                 | $\gamma_{M7} = 1,10$    |

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “*precaricati*” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di “precarico” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

dove  $A_{res}$  è l'area resistente della vite del bullone. Il coefficiente di attrito tra le piastre  $\mu$  a contatto nelle unioni “precaricate” è in genere assunto pari a:

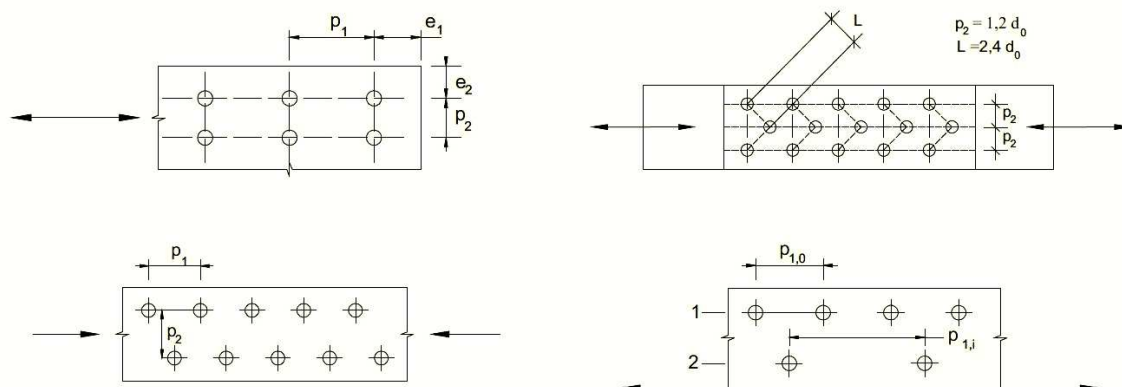
- ❖ 0,45 quando le giunzioni siano sabbiare al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni;
- ❖ 0,30 in tutti gli altri casi;

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.3.

*Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.*

| Distanze e interassi<br>(Fig. 4.2.3)  | Minimo    | Massimo  |  |  |
|---|-----------|--|--|--|
|   |           | Unioni esposte a<br>fenomeni corrosivi o<br>ambientali | Unioni non esposte a<br>fenomeni corrosivi o<br>ambientali | Unioni di elementi in acciaio<br>resistente alla corrosione<br>(EN10025-5) |
| $e_1$   | $1,2 d_0$ | $4t+40\text{mm}$                                       | -  | $\max(8t;125\text{mm})$  |
| $e_2$   | $1,2 d_0$ | $4t+40\text{mm}$                                       | -  | $\max(8t;125\text{mm})$  |
| $p_1$   | $2,2 d_0$ | $\min(14t;200\text{mm})$                               | $\min(14t;200\text{mm})$                                   | $\min(14t;175\text{mm})$   |
| $p_{1,0}$   | -         | $\min(14t;200\text{mm})$                               | -  | -  |
| $p_{1,i}$   | -         | $\min(28t;400\text{mm})$                               | -  | -  |
| $p_2$   | $2,4 d_0$ | $\min(14t;200\text{mm})$                               | $\min(14t;200\text{mm})$                                   | $\min(14t;175\text{mm})$   |
| L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$ ; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$ .<br>$t$ è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati. |           |  |  |  |

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare "accoppiamenti di precisione" in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.



Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

#### 9.10 Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

$A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,}$$

dove  $A$  indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$ , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con  $f_{tr}$  è indicata la resistenza del materiale utilizzato

per i chiodi, mentre  $A_0$  indica la sezione del foro. La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2},$$

dove:

- ❖  $d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,
- ❖  $t$  è lo spessore della piastra collegata,
- ❖  $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,
- ❖  $\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,
- ❖  $\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,
- ❖  $k = \min \{2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,
- ❖  $k = \min \{1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.3 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone. La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione  $F_{t,Rd}$  può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i bulloni;}$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{tr} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi.}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2};$$

dove  $d_m$  è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;  $t_p$  è lo spessore del piatto e  $f_{tk}$  è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto. La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da  $\min(F_v,Rd; F_b,Rd)$ , mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come  $\min(B_p,Rd; F_t,Rd)$ . Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,$$

con la limitazione

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

dove con  $F_v,Ed$  ed  $F_t,Ed$  si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con  $F_v,Rd$  ed  $F_t,Rd$ .

### 9.11 Unioni saldate

Nel presente paragrafo sono considerate unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo. Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di saldature dotate di prestazioni meccaniche adeguate ai livelli di sicurezza richiesti dalla presente norma, si faccia riferimento al § 11.3.4.5 delle NTC.

### 9.12 Unioni con saldature a piena penetrazione

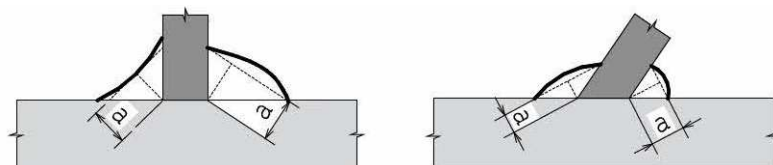
I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

### 9.13 Unioni con saldature a parziale penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo § 4.2.8.2.4.). L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

### 9.14 Unioni con saldature a cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone



La lunghezza di calcolo  $L$  è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose. Eventuali tensioni  $\sigma_{\perp}$  definite al § successivo agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso. Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab. 4.2.XII. E' possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme. Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione. Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

### 9.15 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al § 4.2.8.2.3). Nel seguito si indicano con  $\sigma_{\perp}$  la tensione normale e con  $\tau_{\perp}$  la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con  $\sigma_{\parallel}$  la tensione normale e con  $\tau_{\parallel}$  la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale  $\sigma_{\parallel}$  non influenza la resistenza del cordone. Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}),$$

dove

- ❖  $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,
- ❖  $\beta = 0,80$  per acciaio S235, 0,85 per acciaio S275, 0,90 per acciaio S355, 1,00 per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta  $a$  l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1,$$

dove  $F_{w,Ed}$  è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e  $F_{w,Rd}$  è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}).$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone. La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\parallel}| + |t_{\parallel}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk},$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab :

Valori dei coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$

|           | S235 | S275 - S355 | S420 - S460 |
|-----------|------|-------------|-------------|
| $\beta_1$ | 0,85 | 0,70        | 0,62        |
| $\beta_2$ | 1,0  | 0,85        | 0,75        |

### 9.16 Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere adeguatamente protetti mediante verniciatura o zincatura, tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti i collegamenti bullonati (precaricati e non precaricati), in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del collegamento. Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata (per i quali può farsi utile riferimento alla norma UNI EN 10025-5:2005) devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante verniciatura. Nel caso di parti inaccessibili, o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità, dovranno prevedersi adeguati sovrasspessori. Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati ma possono essere invece zincati a caldo.



## 10 AFFIDABILITÀ E VALIDAZIONE DEI CODICI UTILIZZATI NEL CALCOLO

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.

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.

Inoltre, per quanto richiesto dalla norma, è stato eseguito:

1. **l'esame preliminare**, condotto dal progettista delle strutture, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;
2. **l'esame della documentazione** fornita dal produttore o dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma.
3. **Circa la validazione indipendente del calcolo**, l'opera in oggetto non assume particolare importanza, ritenuta tale dal Committente, pertanto questi non ha ritenuto necessaria l'effettuazione di un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni mediante:
  - ❖ la ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture, eseguita mediante l'impiego di programmi di calcolo diversi da quelli impiegati originariamente;
  - ❖ l'impiego, da parte del progettista e/o del soggetto validatore, di programmi che possiedano i requisiti richiesti dalle NTC diversi da quelli impiegati originariamente, che consentano la impostazione, la lettura e l'analisi del modello al loro interno, possibilmente attraverso file di trasferimento.
4. **Circa le modalità di presentazione dei risultati**, i risultati costituiscono una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta. I valori numerici di ogni elaborazione, preceduta dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, vanno sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura, delle configurazioni delle deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti degli sforzi, nonché dei diagrammi di involucro associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari. Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, di tali grandezze e del comportamento complessivo della struttura, come rappresentato, vanno chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.

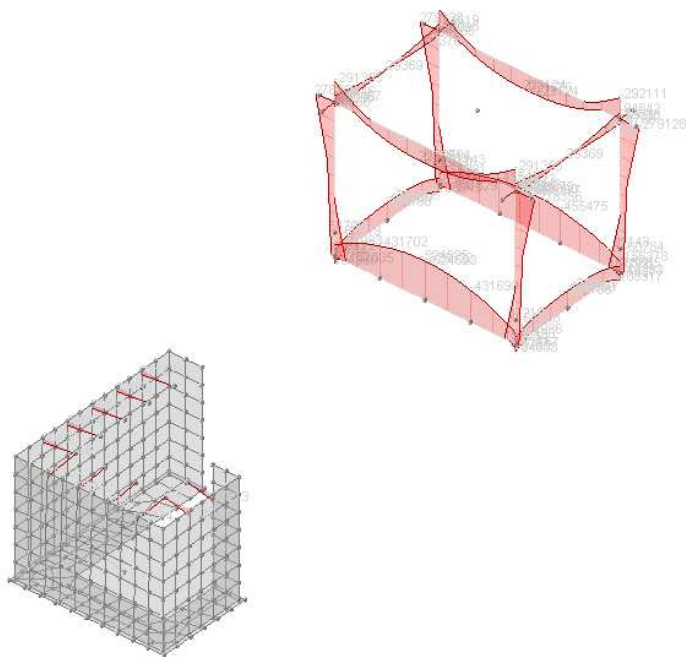
Per quanto già anticipato, si riportano gli schemi in 3D rappresentativi delle sollecitazioni e deformazioni della struttura, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, suddivisa in componenti di sforzi normali e momenti flettenti, nonché dei diagrammi di involucro associati alle combinazioni di carichi considerate, delle azioni applicate e reazioni vincolari.

SESTO SAN GIOVANNI Febbraio 2014

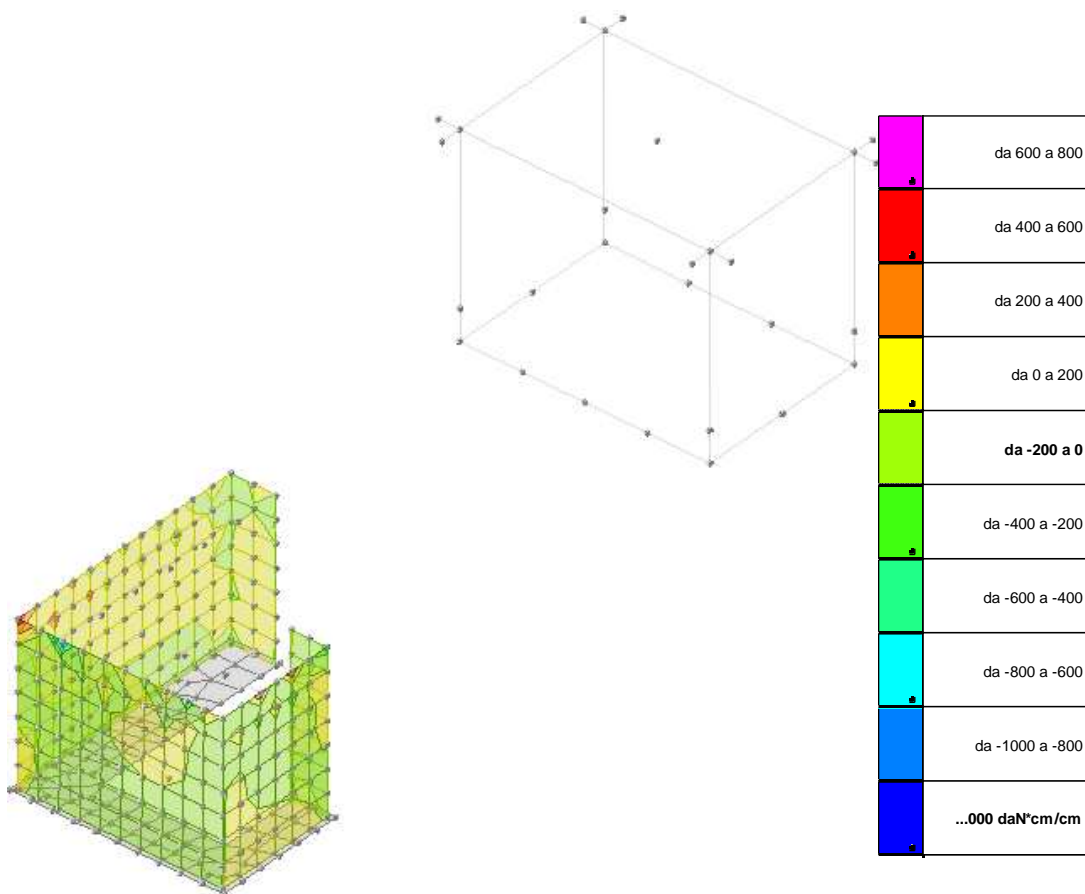
**Il Progettista delle strutture**

Ing. Mariarosaria Saulino

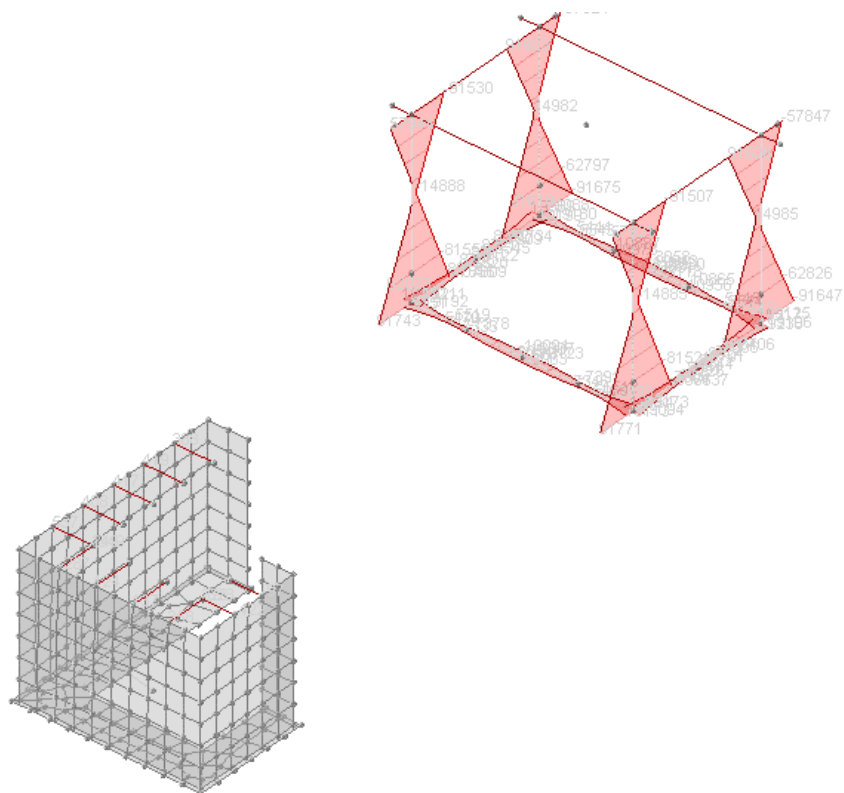
| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |               |
|--|----------------------------|---------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 48 di 53 |



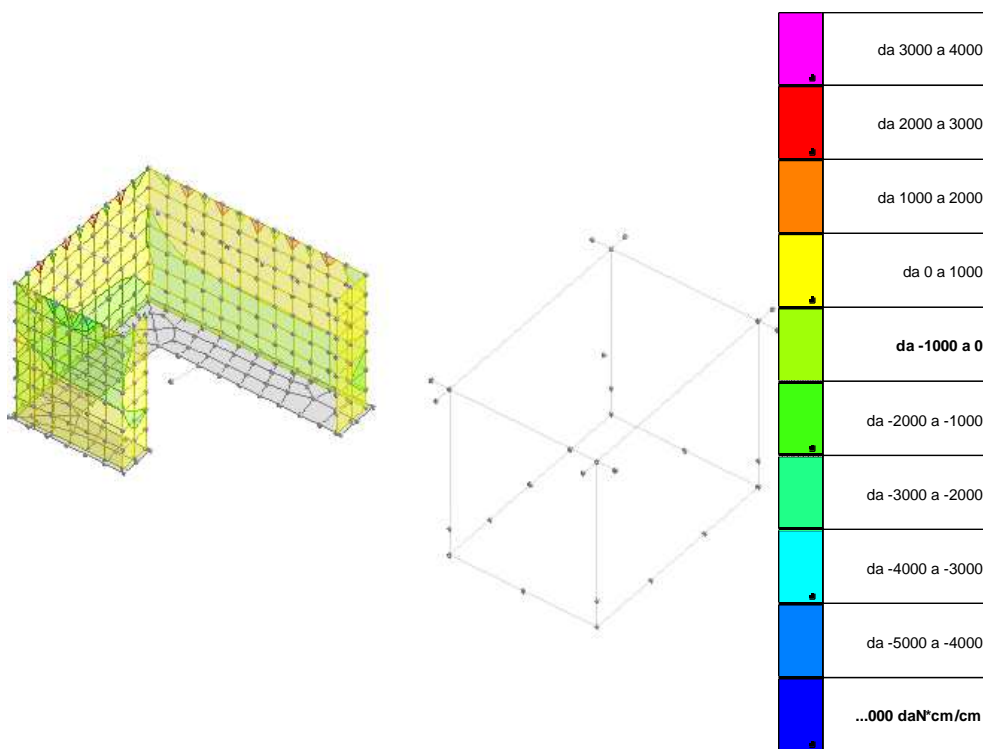
Involuppi sollecitazioni aste M3



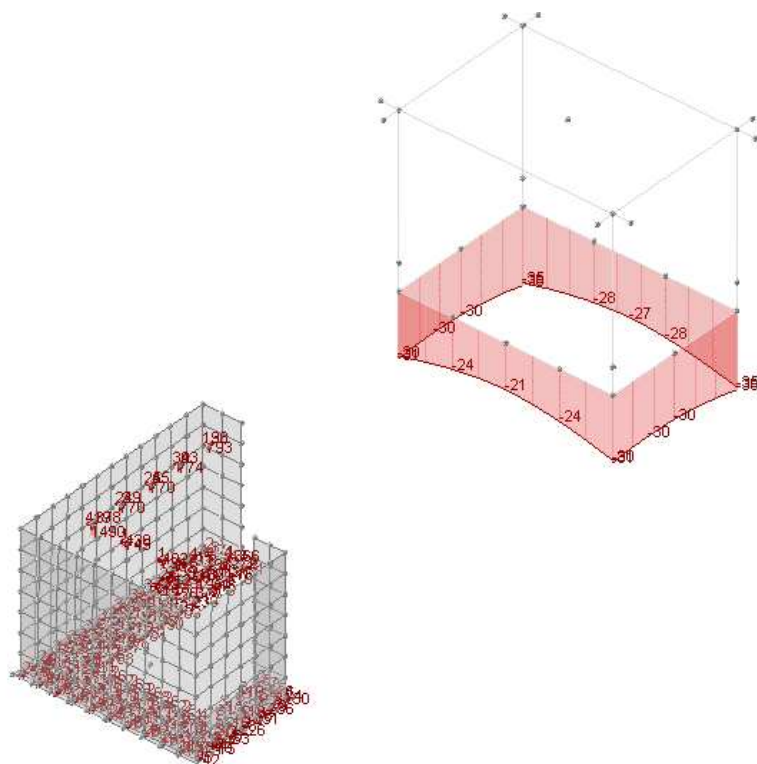
Sollecitazioni gusci Moo minime



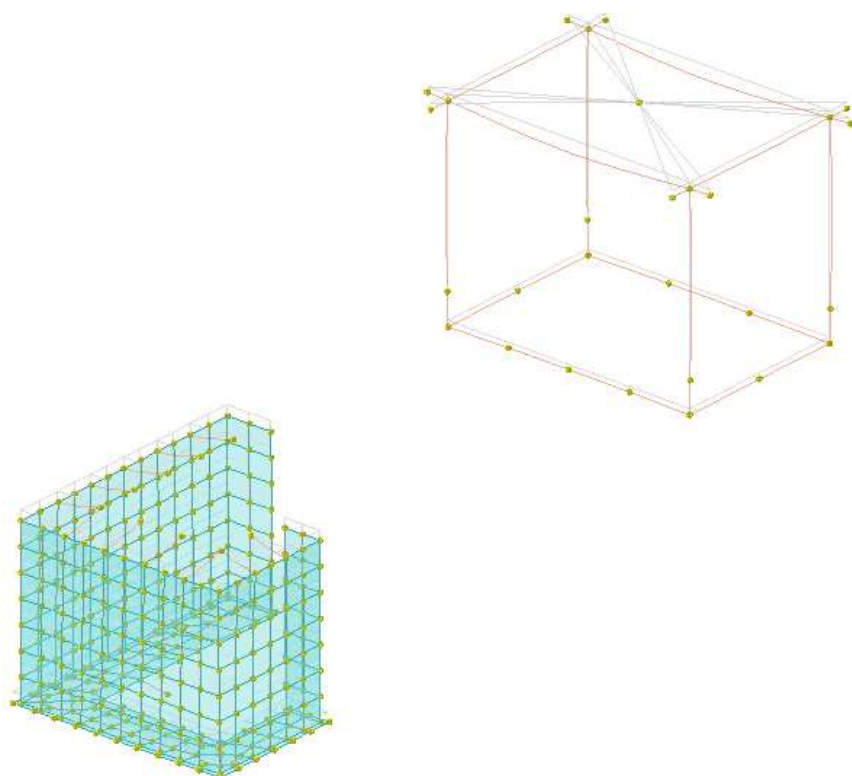
Involuppi sollecitazioni aste M2



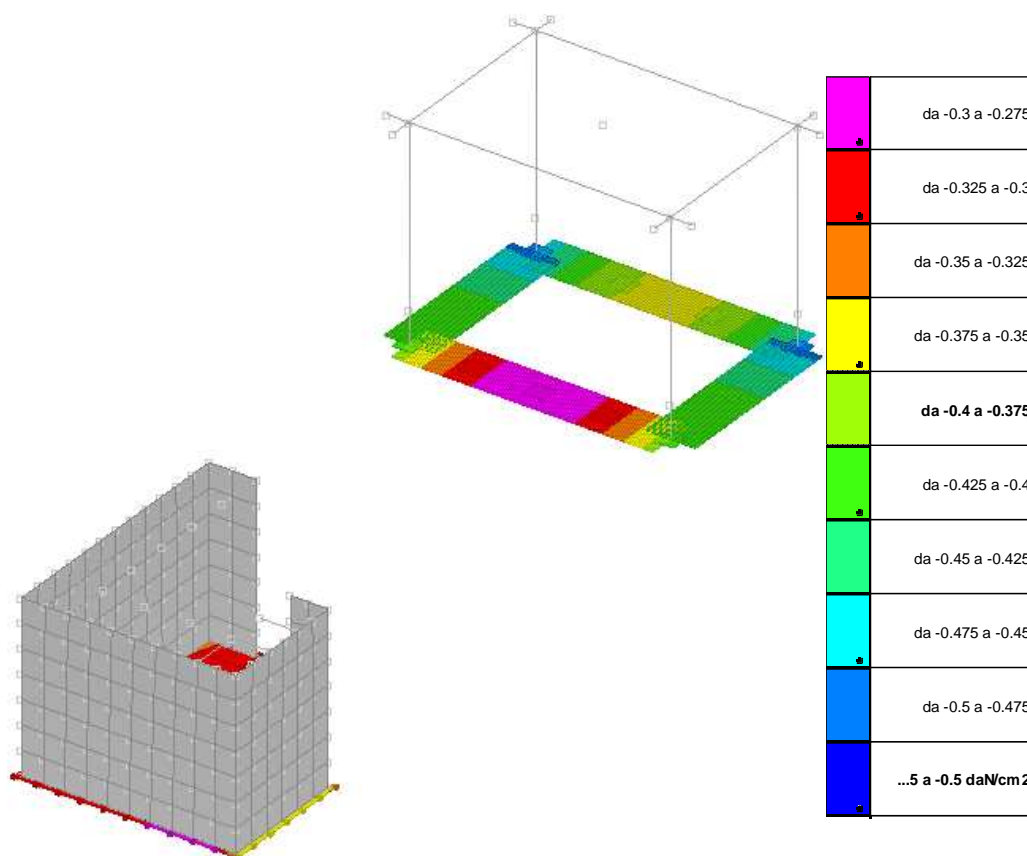
Sollecitazioni gusci Mzz massime



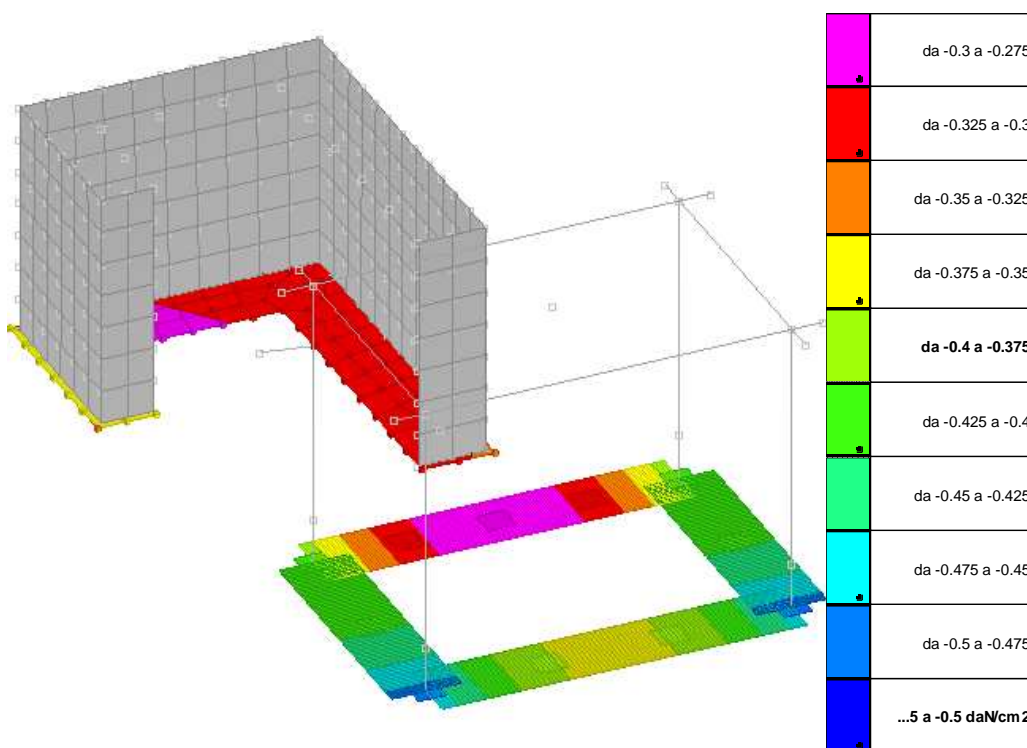
Reazioni minime



Spostamenti in SLU 19



Pressioni terreno minime



Pressioni terreno minime

## 11 VALUTAZIONE DEI RISULTATI

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti, di visualizzare ed interrogare il modello, di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

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.

## 12 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 le azioni pari a quelle di esercizio.

## 13 CONCLUSIONI

Il calcolo di verifica è stato eseguito con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione mentre le verifiche delle sezioni, sono state svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

Il calcolo è stato eseguito utilizzando un programma di calcolo all'elaboratore, **il Sismica 11.2 della Concrete**, la cui procedura consente l'analisi strutturale della struttura prevista in C.A. le cui caratteristiche sono state precedentemente specificate, schematizzandola attraverso un modello matematico unico spaziale agli elementi finiti su suolo elastico alla Winkler. In tale programma il calcolo strutturale è stato eseguito col metodo agli elementi finiti con la soluzione dei derivanti sistemi di equazioni ottenuto tramite la ben nota procedura numerica del Sap.

In conclusione, le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche contenute nella presente relazione di calcolo corrispondono ai dati geometrici di progetto; i risultati di calcolo hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni ammissibili assunte per i materiali impiegati e le sollecitazioni di progetto. Anche in fondazione la struttura risulta essere verificata, con valori delle tensioni e dei cedimenti nel terreno compatibili a quelli ammissibili.

Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti per cui si afferma che le ipotesi stesse assunte alla base del calcolo sono rispondenti alle normative sismiche vigenti e precisamente:

- 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.

Sesto San Giovanni Febbraio 2014

**Il Progettista delle strutture**

Ing. Mariarosaria Saulino

| PROGETTO ESECUTIVO – E. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE |                            |               |
|--|----------------------------|---------------|
| Commessa 13024CHOZP                                    | revisione 00 Febbraio 2014 | pag. 53 di 53 |