

PŘÍKLAD PLASTICITNÍHO POSOUZENÍ DŮLNÍ OCELOVÉ VÝZTUŽE OBDELNÍKOVÉ STAVEBNÍ ŠACHTY PODLE ČSN EN 1993-1-1 EUROKÓD 3 S VYUŽITÍM STABILITNÍHO VÝPOČTU

REXAMPLE OF PLASTICITY ASSESSMENT OF STEEL COLLIERY SUPPORT OF A RECTANGULAR CONSTRUCTION SHAFT ACCORDING TO CSN EN 1993-1-1 EUROCODE 3 USING A STABILITY CALCULATION

JAKUB DOLEJŠ, MICHAL SEDLÁČEK

ABSTRAKT

V současné době je jediným platným předpisem pro návrh a posouzení ocelových konstrukcí ČSN EN 1993-1-1 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Požadavky uvedené v této normě se vztahují i na ocelové konstrukce používané v podzemním stavitelství, jako jsou například válcované profily důlní výztuže, které se používají při ražbě štol, při hloubení jam a šachet. Ze statického hlediska má ocelová důlní výztuž, za předpokladu dokonalé aktivace vlastního pažení, schopnost přenášet zatížení zemním tlakem ihned po její instalaci. V příspěvku je uveden plasticitní přístup pro posouzení obdelníkové stavební šachty s využitím stabilitního výpočtu.

ABSTRACT

The currently only applicable regulation for the design and assessment of steel structures is CSN EN 1993-1-1 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. The requirements contained in this standard are related even to steel structures used in underground construction, such as for example, rolled-steel colliery support sections used in driving galleries, excavation of pits and shafts. From the static point of view, steel colliery supports, under the assumption of perfect activation of excavation bracing, is capable of transferring ground pressure loads immediately after their installation. The paper presents a plasticity approach to the assessment of a rectangular construction shaft using a stability calculation.

ÚVOD

Jedním z nejčastějších důvodů pro budování stavebních šachet je rekonstrukce či nová výstavba inženýrských sítí (kanalizace, vodovod, energetika). Primární konstrukce těchto stavebních šachet je často tvořena důlní ocelovou výztuží v kombinaci s příslušným pažením podle zastižené geologie (např. ocelové či dřevěné pažiny nebo stříkaný beton s betonářskou sítí). Následující text se věnuje plasticitnímu posouzení tohoto typu konstrukcí podle v současné době jediné platné normy ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby [1] (dále jen norma). Volně navazuje na článek [2], který se zabývá obecným postupem provedení globální analýzy ocelové konstrukce a konzervativním, pružným posouzením důlní ocelové výztuže (obr. 1).



Obr. 1 Šachta vyztužená ocelovou důlní výztuží
Fig. 1 Shaft reinforced with steel colliery support

INTRODUCTION

One of the most frequent reasons for carrying out construction shafts is the reconstruction or new development of utility networks (sewers, water lines, power engineering structures). Construction shafts are frequently formed by steel colliery frames in combination with respective bracing. The primary structures of construction shafts are frequently formed by steel colliery supports in combination with relevant lagging corresponding to the geology encountered (e.g. steel or wooden lags or shotcrete with reinforcing mesh). The following text deals with the plasticity assessment of this type of structures according to the currently only valid standard CSN EN 1993-1-1 – Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings [1] (hereinafter referred to as the Standard). It freely builds on the paper [2], which deals with a general procedure for the execution of a global analysis of a steel structure and conservative, elastic assessment of steel colliery support (see Fig. 1).

CONDITIONS FOR THE APPLICATION OF PLASTICITY CALCULATION

As already indicated above, the authors used conservatively elastic stress distribution through the cross-section in the paper [2]. If the cross-section meets criteria for class 1 or class 2 according to the Standard, it will have rotational capacity sufficient for plastic distribution of stress. The issue of rotational capacity of a steel support capacity in long mine workings was dealt with by Janas et al. [3,4,5]. They concluded that a similar rolled-steel “top hat” profile of colliery steel support can be categorised as cross-sectional class 1 (see Fig. 2).

The categorisation of common geometries is carried out according to simplified criteria (limitation of the proportion of



Obr. 2 Detail deformace průřezu TH 29 [3]
Fig. 2 Detail of TH 29 cross-section deformation [3]

PODMÍNKY PRO POUŽITÍ PLASTICITNÍHO VÝPOČTU

Jak již bylo naznačeno výše, v článku [2] autoři použili konzervativně pružné rozdělení napětí po průřezu. Pokud průřez bude splňovat kritéria pro 1., resp. 2. třídu podle normy, bude mít průřez dostatečnou rotační kapacitu pro plastické rozdělení napětí. Otázkou rotační kapacity průřezu ocelové výztuže v dlouhých důlních dílech se zabýval Janas a kol. [3,4,5]. Došli k závěru, že obdobný válcovaný profil důlní ocelové výztuže korýtkového tvaru lze zařadit do třídy průřezu 1 (obr. 2).

Zatřídění se pro běžné tvary provádí podle jednoduchých kritérií (omezení poměru šířky a tloušťky každé tlačené části), u nestandardních průřezů lze buď uvažovat zjednodušené tvary, na něž se příslušná kritéria použijí, nebo je potřeba provést náročnější stabilitní výpočet, který prokáže chování průřezu při větších deformacích. Využitím plastické rezervy může být u průřezů obdobného tvaru dosaženo výrazně vyšší únosnosti.

ČÍSELNÝ PŘÍKLAD

Konstrukce šachty

Šachta, na níž bude demonstrován plasticitní posudek, má obdélníkový půdorys o rozměrech 2,2 x 3,2 m a hloubku 19 m. Ohlubňový rám je tvořen ocelovými profily IPN 200, které jsou usazeny do vodorovné polohy. Na ohlubňový rám jsou instalovány závěsy z ploché oceli P 80/10 mm a na tyto závěsy je usazen první vodorovný rám šachty. Další vodorovné rámy jsou pomocí závěsů osazovány při postupném hloubení šachty. Vodorovné rámy musí být okamžitě po instalaci aktivovány, například pomocí dřevěných klínů. Pažení je tvořeno ocelovými pažnicemi Union tl. 3 mm.

Každý vodorovný rám šachty se skládá ze šesti dílů válcované důlní výztuže profilu K21. Spojení jednotlivých dílů rámu důlní ocelové výztuže se provede třmenovým spojem (obr. 2).

Numerický model

Pro veškeré kroky numerické analýzy konstrukce byl použit program Scia Engineer 15.

Vodorovný rám šachty je modelován pomocí prutových prvků, geometrie rámu je dána jeho střednicí.

Rám je po obvodě uložen na radiálních a tangenciálních podpůrách. Radiální podpory k_{rad} působí pouze v tlaku a jsou lineárně pružné, tuhost podepření je uvažována hodnotou $k_{rad} = 5 \text{ MN} / \text{m}^3$. Tangenciální podpory jsou uvolněné, tření zjednodušeně není uvažováno. Všechny kroky výpočtu jsou prováděny na rovinných modelech.

Zatížení je aplikováno jen na přímé části výztuže, v rozích (v zaoblených částech) zatížení není uvažováno.

the width to the thickness of each compressed part; at non-standard cross-sections it is possible either to consider simplified geometries to which the respective criteria are to be applied or it is necessary to carry out a more exacting stability calculation, which will prove the behaviour of the cross-section in the case of greater deformations. Significantly higher loading capacity cross-sections with a similar geometry can be achieved by using the plastic reserve.

NUMERICAL EXAMPLE

Shaft structure

The shaft which the plasticity assessment will be demonstrated on is rectangular in plan view, with the dimensions of 2.2x3.2m and the depth of 19m. The pit bank is formed by IPN 200 steel profiles, which are installed horizontally. Flat steel hangers are fixed to the pit bank frame and the first horizontal shaft frame is attached to them. The next horizontal frames are installed by means of hangers during the course of the gradual sinking of the shaft. The horizontal frames have to be activated immediately after the installation, for example by means of wooden wedges. The shaft support is formed by 3mm thick Union steel lags.

Each horizontal shaft frame consists of six parts of rolled-steel colliery section K21. Individual parts of the frame will be interconnected by sliding joints (see Fig. 2).

Numerical model

Scia Engineer 15 software was used for all steps of the numerical analysis of the structure.

The horizontal frame of the shaft is modelled by means of the framework elements; the geometry of the frame is defined by its centre line.

The frame is mounted around the circumference on radial and tangential carriers. The radial carriers k_{rad} act only in compression and are linearly elastic; the support rigidity is considered by the value $k_{rad} = 5 \text{ MN} / \text{m}^3$. Tangential carriers are relaxed, friction is not assumed for simplification. All calculation steps are performed on planar models.

Loads are applied only to the straight part of the excavation support, no load is assumed in corners (rounded parts).

The closed frame is formed by four sides and four rounded corner parts. All joints of connecting beams are modelled as stiff elements. Cross-sectional characteristics of the "K21" section are presented in Table 1. Double values of the area A and the moment of inertia I_y are introduced into the calculation in the locations of joints (the cross-section "Joint").

Assessment procedure

The assessment of the steel support will be carried out using two methods:

- Using the analysis of the structure without imperfections (GNA)
- Using direct solution of imperfect structure by 2nd order of calculation (GNIA)

GNA (Geometrically Nonlinear Analysis) – Geometrically nonlinear elastic analysis represents a procedure where balance is determined on a deformed structure under the assumption of linear behaviour of the material. The method is commonly used under the assumption of small deformations (displacements and rotation of nodes) and usually is referred to as 2nd order theory. Great displacements (and rotation) are usually taken into consideration only at cable structures.

GNIA (Geometrically Nonlinear Analysis of the Imperfect Structure) – Geometrically nonlinear elastic analysis on a nonlinear structure represents a method which takes into con-

Tab. 1 Základní průřezové charakteristiky profilu K21
Table 1 Basic cross-sectional characteristics of the profile K21

	označení Marking	jednotky Units	hodnota Value
materiál ocel 11500 – mez kluzu material steel grade 11500 – yield strength	f_y	MPa	295
hmotnost / weight	G	kg/m ²	20,74
plocha / area	A	mm ²	2 642
moment setrvačnosti moment of inertia	I_y	mm ⁴	3 191 000
vzdálenost horních vláken od těžiště distance of upper fibres from centre of gravity	y_h	mm	51,89
vzdálenost dolních vláken od těžiště distance of lower fibres from centre of gravity	y_d	mm	52,11
pružný průřezový modul horních vláken elastic section modulus of upper fibres	$W_{h,y,el}$	mm ³	61 500
pružný průřezový modul dolních vláken elastic section modulus of lower fibres	$W_{d,y,e}$	mm ³	61 240
statický moment plochy v těžišti moment of area in the centre of gravity	S_y	mm ³	42 130
šířka profilu v místě řezu vodorovnou těžišřovou osou / profile width in the location of the section through the horizontal gravity centre axis	t	mm	13,96

Uzavřený rám tvoří čtyři strany a čtyři rohové obloukové části. Všechny spoje navazujících prutů jsou modelovány jako tuhé. Průřezové charakteristiky průřezu „K21“ jsou uvedeny v tab. 1. V místech spojů (průřez „Spoj“) jsou zadány dvojnásobné hodnoty plochy A a momentu setrvačnosti I_y .

Postup posouzení

Posouzení ocelové výztuže bude provedeno dvěma způsoby:

- S využitím analýzy konstrukce bez imperfekcí (GNA)
- S využitím přímého řešení imperfektní konstrukce II. řádem (GNIA)

GNA (Geometrically Nonlinear Analysis) – Geometricky nelineární pružná analýza představuje postup, kdy se rovnováha stanovuje na deformované konstrukci za předpokladu lineárního chování materiálu. Běžně se metoda používá za předpokladu malých deformací (posunů a natočení uzlů) a bývá označována jako teorie II. řádu. Velké posuny (a natočení) se zpravidla uvažují jen u lanových konstrukcí.

GNIA (Geometrically Nonlinear Analysis of the Imperfect Structure) – Geometricky nelineární pružná analýza na imperfektní konstrukci představuje metodu, která zohledňuje vliv imperfekcí a vliv účinků II. řádu. Oproti metodě GNA jsou zavedeny imperfekce konstrukce do výpočetního modelu.

První způsob – analýza konstrukce bez imperfekcí (GNA)

Postup posouzení obsahuje tyto základní kroky:

1. Stabilitní výpočet
2. Klasifikace soustavy
3. Nelineární globální analýza GNA (výpočet vnitřních sil)
4. Posouzení rámu v mezním stavu únosnosti
5. Posouzení spoje, tzn. odporu výztuže proti prokluzu
6. Posouzení v mezním stavu použitelnosti

Stabilitní výpočet

Stabilitní výpočet bude využit jednak pro klasifikaci rámu, jednak pro stanovení štíhlosti, resp. součinitele vzpěrnosti. Stabilitní kombinace je tvořena pouze jedním zatěžovacím stavem, vodorovným konstantním návrhovým zatížením o velikosti $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$ působícím po celém obvodu rámu.

sideration the influence of imperfections and 2nd order effects. In comparison with the GNA method, structural imperfections are introduced into the analysis model.

The first procedure – structural analysis without imperfections (GNA)

The analysis procedure comprises the following basic steps:

1. Stability calculation
2. System classification
3. Nonlinear global analysis GNA (calculation of internal forces)
4. Assessment of the frame in the ultimate limit state
5. Assessment of the joint, i.e. support resistance to yielding
6. Assessment in the limit state of serviceability

Stability calculation

The stability calculation will be used both for the frame classification and for the determination of slenderness, respectively the buckling coefficient. The stability combination is formed only by one loading case, the horizontal constant design $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$ acting around the whole frame circumference.

With respect to the fact that the horizontal carriers of the frame are assumed to act only in one direction (pressure in the direction toward soil), it is necessary, in the meaning of the terminology used in the majority of commercial static programs, to carry out the nonlinear stability calculation. The majority of software programs recommend in such a case that the stability calculation is carried out “manually” by gradual increasing the external loading and monitoring the nonlinear response of the model. The critical load is reached and the deformation corresponds to the first natural mode shape of the stability buckling at the moment when the magnitude of the load is such that the structure collapses. This procedure was applied here only for the determination of the basic shape of the frame buckling (longer sides are deformed in the direction inside the shaft, shorter sides are pressed into the soil). In this case the modified Newton-Raphson method (MNR) with ten loading increments was used; less than 100 iterations were carried out in each step. Internal forces were calculated for the initial geometry of the structure, i.e. for a structure without imperfections. It is appropriate to recall the fact that it is still a materially elastic global analysis, which takes into consideration neither the contingent plasticisation of cross-sections (development of plastic hinges) nor its influence on the redistribution of internal forces.

After it was evident which way the frame would collide, the model for subsequent calculations was modified: the linear carriers on the longer sides were removed (they do not come in useful) and, on the contrary, they remained on the shorter sides and were changed to the “elastic” type, it means for compression as well as tension (which situation, however, will not come about). This modification allowed for carrying out standard linear stability calculation, which is very important for the following assessment.

This procedure was applied to the determination of the coefficient of critical load $\alpha_{cr} = 40.7$ and definition of the first natural shape of the stability buckling of the frame (see Fig. 6). The importance of the coefficient is obvious from relationship (1).

$$\alpha_{cr,1} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}, \quad (1)$$

where N_{cr} is the elastic critical force of the beam with non-weakened cross-section for the respective manner of buckling and

N_{Ed} is the normal force in the same beam at the action of the design load

The first natural shape exhibits significant deformation of the longer sides of the rectangle and corresponds to the stability failure of longer beams.

Vzhledem k tomu, že vodorovné podepření rámu je uvažováno jen v jednom směru (tlak směrem do země), je nutno ve smyslu názvosloví užívaném ve většině komerčních statických programů provést nelineární stabilitní výpočet. Většina softwarů doporučuje v takovém případě provedení stabilitního výpočtu „ručně“ postupným zvyšováním vnějšího zatížení a monitorováním nelineární odezvy modelu. V okamžiku, kdy je velikost zatížení taková, že dojde ke kolapsu konstrukce, je dosaženo kritického zatížení a deformace odpovídá prvnímú vlastnímu tvaru stabilitního vybočení. Zde byl tento postup použit jen pro stanovení základního tvaru vybočení rámu (delší strany se deformují směrem do šachty, kratší strany se zatlačují do země). V tomto případě byla použita modifikovaná Newton-Raphsonova metoda (MNR) s deseti přírůstků zatížení, v každém kroku bylo prováděno nejvýše 100 iterací. Vnitřní síly byly vypočteny pro počáteční geometrii konstrukci, tedy pro konstrukci bez imperfekcí. Je namístě připomenout, že se stále jedná o materiálově pružnou globální analýzu, která nezohledňuje případnou plastifikaci průřezů (vznik plastických kloubů) a její vliv na přerozdělení vnitřních sil.

Poté, co bylo zřejmé, jakým způsobem rám zkolabuje, byl model pro navazující výpočty upraven: liniové podpory na delších stranách byly odebrány (neuplatní se), naopak na kratších stranách byly ponechány a upraveny na typ „pružná“, tedy v tlaku i v tahu (který ale nenastane). Tato úprava umožnila provést standardní lineární stabilitní výpočet, který je pro další posouzení velmi významný.

Tímto postupem byl stanoven součinitel kritického zatížení $\alpha_{cr} = 40,7$ a definován první vlastní tvar stabilitního vybočení rámu (obr. 6). Význam součinitele je patrný ze vztahu (1).

$$\alpha_{cr,1} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}}, \quad (1)$$

kde N_{cr} je pružná kritická síla prutu neoslabeného průřezu pro příslušný způsob vybočení a

N_{Ed} je normálová síla v témže prutu při působení návrhového zatížení.

První vlastní tvar vykazuje výraznou deformaci delších stran obdélníku a odpovídá stabilitnímu porušení delších prutů.

Výpočet vnitřních sil

Dále byla obdobným způsobem provedena geometricky nelineární analýza stejné konstrukce pro návrhové zatížení (velikosti $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$). Výsledkem jsou průběhy vnitřních sil na ideální konstrukci s uvážením postupného přetváření vlivem působícího zatížení (obr. 7).

Klasifikace soustavy

Klasifikace soustavy ve smyslu normy (v normě odst. 5.2.1) byla autory podrobněji popsána v [2]. Stručně řečeno, pokud je hodnota součinitele α_{cr} menší než 10 (resp. 15 v případě plastické globální analýzy), je nutno při provádění globální analýzy uvážit vliv přetvoření konstrukce na průběhy vnitřních sil. To je možno provést několika způsoby, podrobnosti je možné najít v normě.

Z toho plyne, že hodnota součinitele kritického zatížení se může pro různé pruty v rámci jednoho modelu lišit. S ohledem na získaný tvar vybočení (a tedy předpokládané nejslabší místo konstrukce) byl pro další výpočet uvažován prut na delší straně rámu.

Hodnota N_{cr} potom vychází

$$N_{cr} = N_{Ed} \cdot \alpha_{cr} = 42,3 \cdot 40,7 = 1722 \text{ kN}$$

Přestože hodnota součinitele α_{cr1} není menší než 10, bude v dalším výpočtu zohledněna deformace rámu. Autoři zde zvolili použití geometricky nelineární globální analýzy (GNA). V konkrétně uváděném číselném příkladu byl ovšem stejný typ

Calculation of internal forces

Further on, the geometrically nonlinear analysis of the same structure was carried out for the design load (magnitude $p_{Ed} = 40 \text{ kN/m}$). The results of the analysis is the internal force diagram for an ideal structure with gradual deformation due to the acting load taken into consideration (Fig. 7).

System classification

The classification of the system in the meaning of the Standard (paragraph 5.2.1 of the Standard) was described in more detail in [2]. In brief, if the value of coefficient α_{cr} is smaller than 10 (respectively 15 in the case of plastic global analysis), it is necessary during the course of the global analysis to consider the effect of the structure deformation on the variation of internal forces. It can be carried out in several ways; details can be found in the Standard.

It follows from this fact that the value of the coefficient of critical load can vary for various beams within the framework of one model. Taking into consideration the buckling shape we obtained (and hence the presumed weakest point of the structure), the beam on the longer side of the frame was considered for the further calculation.

The resultant value of N_{cr} is then

$$N_{cr} = N_{Ed} \cdot \alpha_{cr} = 42.3 \cdot 40.7 = 1722 \text{ kN}$$

Despite the fact that the value of coefficient α_{cr1} is not smaller than 10, the frame deformation will be taken into account in the subsequent calculation. Here the authors chose the use of the Geometrically Nonlinear Global Analysis (GNA). Of course, the same type of analysis was carried out already in the “manual” stability calculation, which means that the classification of the system has practically no importance in the concretely presented numerical example (nevertheless, the geometrically nonlinear analysis was carried out).

Assessment of the frame in the ultimate limit state

The beam on the longer side of the rectangle will be assessed. The basic frame is interrupted in the point of the greatest bending moment and internal forces are transferred only by a K21 cross-section strap. According to the Standard it is necessary for the beam assessment to meet the following conditions:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \quad \text{and} \quad (2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \quad (3)$$

where

N_{Ed} and $M_{y,Ed}$ are design values of the compressive force and the greatest moment relative to the y-y axis which act on the beam;

N_{Rk} and M_{Rk} are characteristic values of compression (respectively bending) load-carrying capacity of the cross-section;

χ_y and χ are buckling coefficients at planar buckling;

χ_{LT} is coefficient of tilting;

k_{yy} , k_{zy} are coefficients of interaction.

The excavation support is secured against tilting continually by bracing, it will therefore be necessary for the assessment to determine only the values of buckling coefficients χ_y and χ_z and values of interaction coefficients k_{yy} and k_{zy} . The characteristic values of the compressive, flexural and shear loading capacity of the cross-section (using plasticity) are:

$$N_{pl,Rk} = A \cdot f_y = 2642 \cdot 295 = 779.4 \text{ kN and}$$

analýzy proveden už při „ručním“ stabilitním výpočtu, fakticky zde tedy klasifikace soustavy nemá žádný význam (provedena bude každopádně geometricky nelineární analýza).

Posouzení rámu v mezním stavu únosnosti

Bude provedeno posouzení prutu na delší straně obdélníka. V místě největšího ohybového momentu je základní rám přerušen a vnitřní síly přenáší pouze příložka s průřezem K21. Podle normy je pro posouzení prutů nutno splnit následující podmínky:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \quad \text{a} \quad (2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} \leq 1 \quad (3)$$

kde

N_{Ed} a $M_{y,Ed}$ jsou návrhové hodnoty tlakové síly a největšího momentu k ose y-y, působící na prutu;

N_{Rk} a M_{Rk} jsou charakteristické hodnoty únosnosti průřezu v tlaku, resp. v ohybu;

χ_y a χ_z jsou součinitele vzpěrnosti při rovinném vzpěru;

χ_{LT} je součinitel klopení;

k_{yy} , k_{zy} jsou součinitele interakce.

Proti klopení je výztuž průběžně zajištěna pažením, pro posouzení bude tedy třeba stanovit pouze hodnoty vzpěrnostních součinitelů χ_y a χ_z a hodnoty interakčních součinitelů k_{yy} a k_{zy} . Charakteristické hodnoty únosnosti průřezu v tlaku, ohybu a smyku (za využití plasticity) jsou

$$N_{pl,Rk} = A \cdot f_y = 2642 \cdot 295 = 779,4 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 84211 \cdot 295 = 24,84$$

Stanoví se součinitele vzpěrnosti χ_y a χ_z . Protože ve směru osy šachty je výztuž průběžně zajištěna proti vybočení, je $\chi_z = 1$.

Součinitel vzpěrnosti χ_y pro vybočení v rovině rámu je možné stanovit například s využitím výsledků stabilitního výpočtu. Poměrnou štíhlost lze stanovit ze vztahu

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,1}}} = \sqrt{\frac{2642 \cdot 295}{1722000}} = 0,67.$$

Součinitel vzpěrnosti χ_y (křivka „c“ pro U průřez):

$$\chi_y = 0,74.$$

Pro zajímavost je možné vypočítat vzpěrnou délku odpovídající štíhlosti stanovené stabilitním výpočtem.

$$\lambda_y = \lambda_1 \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{210000}{295}} \cdot 0,67 = 56,2,$$

$$L_{cr,y} = \lambda_y \cdot i_y = 56,2 \cdot \sqrt{\frac{3191000}{2642}} = 1953 \text{ mm},$$

což pro délku prutu 3200 mm odpovídá zhruba

$$L_{cr,y} \approx 0,61 L.$$

Dále se vypočtou součinitele k_{yy} a k_{zy} . Pro jejich stanovení se využije doporučená příloha B normy. Nejprve se stanoví podle tabulky B.3 normy součinitel ekvivalentního momentu C_{my} (tab. 2).

Protože momenty v rámovém rohu a uprostřed delší strany mají zhruba stejnou absolutní velikost (liší se znaménkem), vychází

$$C_{my} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \cdot (-1) = 0,1 - 0,8 \cdot (-1) = 0,9.$$

Součinitele k_{yy} a k_{zy} jsou podle doporučené přílohy B.1 normy (tab. 3). Protože je rám po celé délce kontinuálně podepřen, není náchylný ke zkroucení, navíc lze uvažovat součinitel klopení hodnotou $\chi_{LT} = 1,0$.

$$M_{y,pl,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 84211 \cdot 295 = 24,84$$

The coefficients of buckling χ_y and χ_z will be determined. Because the reinforcement is continually secured against buckling in the direction of the shaft axis,

$$\chi_z = 1.$$

The coefficient of buckling χ_y for buckling in the frame plane can be determined, for example, with the use of the results of the stability calculation. The relative slenderness can be determined from the relationship

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,1}}} = \sqrt{\frac{2642 \cdot 295}{1722000}} = 0,67$$

The coefficient of buckling χ_y (curve „c“ for U-section):

$$\chi_y = 0,74.$$

For interest, it is possible to calculate the buckling length corresponding to the slenderness determined by the stability calculation

$$\lambda_y = \lambda_1 \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \bar{\lambda} = \pi \sqrt{\frac{210000}{295}} \cdot 0,67 = 56,2,$$

$$L_{cr,y} = \lambda_y \cdot i_y = 56,2 \cdot \sqrt{\frac{3191000}{2642}} = 1953 \text{ mm},$$

Which, for the beam length of 3200mm, roughly corresponds to $L_{cr,y} \approx 0,61 L$.

Further, coefficients k_{yy} and k_z will be calculated. The recommended annexe B of the Standard will be used for the determination. First the coefficient of the equivalent moment C_{my} will be determined according to table B.3 of the Standard (Table 2).

Because the size of the points in the frame corner and in the middle of the longer side is approximately identical (they differ in the sign), the result is

$$C_{my} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s \cdot (-1) = 0,1 - 0,8 \cdot (-1) = 0,9.$$

Coefficients k_{yy} and k_z are according to the recommended annexe B.1 of the Standard (Table 3). Because the frame is continually carried throughout its length, it is not prone to twisting; in addition, it is possible to assume the torsional index value $\chi_{LT} = 1,0$.

$$k_{yy} = \min \left(\begin{array}{c} C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \\ C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} \right) \end{array} \right) = m.$$

$$= \min \left(\begin{array}{c} 0,9 \left(1 + (0,67 - 0,2) \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right) \\ 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right) \end{array} \right) = 0,93$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,6 \cdot 0,93 = 0,56$$

After inserting into the interaction conditions, the following results:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} + 0,93 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} =$$

$$= 0,07 + 0,83 = 0,90 \leq 1$$


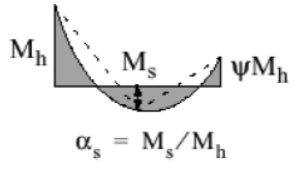
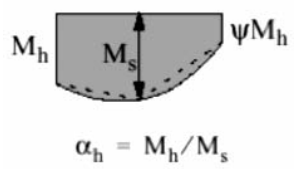
and

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,3}{1,0 \cdot 779,4} + 0,56 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} =$$

$$= 0,05 + 0,50 = 0,55 \leq 1$$

The frame conforms to the combination of compression and bending.

Tab. 2 Součinitele C_m ekvivalentního konstantního momentu
Table 2 Coefficients C_m of the equivalent constant moment

Průběh momentu Moment curvature	Rozsah Scope		C_{my} a C_{mz} a C_{mLT} C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}	
			rovnoměrné zatížení Uniform load	soustředěné zatížení Concentrated load
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \leq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \leq 0,4$	$-0,8\alpha_s \leq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \leq 0,4$
 $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1+2\psi)^{NP}$

Součinitel ekvivalentního konstantního momentu při vybočení s posuvem styčniců se má uvažovat $C_{my} = 0,9$ nebo $C_{mz} = 0,9$.
The coefficient of equivalent constant moment at buckling with displacement of joints is to be considered $C_{my} = 0.9$ or $C_{mz} = 0.9$.

C_{my} , C_{mz} a C_{mLT} se mají stanovit v závislosti na průběhu momentu mezi příslušnými body podepření následovně:
 C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} are to be determined in dependence on the development of the moment between respective carrier points as follows:

Součinitel: Coefficient:	osa ohybu: bending axis:	body podepřené ve směru: points carried in the direction:
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

Tab. 3 Interakční součinitele k_{ij} pro pruty, které nejsou náchylné ke zkroucení
Table 3 Interaction coefficients k_{ij} for the beams which are not prone to twisting

Interakční součinitele Interaction coefficients	Typ průřezu Cross-section type	Předpoklady navrhování / Design assumptions	
		Pružnostní návrh – průřezy třídy 3 a 4 Elastic design – cross-section classes 3 and 4	Plasticitní návrh – průřezy třídy 1 a 2 Plastic design – cross-section classes 1 and 2
k_{yy}	I průřezy, pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow sections	$C_{my} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I průřezy, pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow sections	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	I průřezy, pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow section	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	I průřezy I-sections	$C_{mz} \left(1 + 0,6\bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	pravoúhlé duté průřezy I-sections, rectangular hollow sections		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

Pro I a H-průřezy a pro pravoúhlé duté průřezy namáhané osovým tlakem a rovinným ohybem $M_{y,Ed}$ může být $k_{zy} = 0$.
For I- and H-cross sections and for rectangular hollow cross-sections subjected to axial compression and planar bending $M_{y,Ed}$, it is possible that $k_{zy} = 0$.



Obr. 3 Modelování deformace průřezu MKP [3]
Fig. 3 FEM modelling of a cross-section [3]

$$k_{yy} = \min \left(\begin{array}{l} C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \gamma_{M1} N_{Rk}} \right) \\ C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} \right) \end{array} \right) =$$

$$= \min \left(\begin{array}{l} 0,9 \left(1 + (0,67 - 0,2) \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right) \\ 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{42,3}{0,74 \cdot 779,4} \right) \end{array} \right) = 0,93$$

$$k_{zy} = 0,6 k_{yy} = 0,6 \cdot 0,93 = 0,56$$

Po dosažení do interakčních podmínek vychází:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,3}{1,0 \cdot 779,4} + 0,56 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} =$$

$$= 0,07 + 0,83 = 0,90 \leq 1$$

a

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,pl,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{42,3}{1,0 \cdot 779,4} + 0,56 \frac{22,3}{1,0 \cdot \frac{24,84}{1,0}} =$$

$$= 0,05 + 0,50 = 0,55 \leq 1$$

Rám na kombinaci tlaku a ohybu vyhovuje.

Únosnost průřezu ve smyku se stanoví podle odstavce 6.2.6 normy

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47 \text{ kN}$$

Ještě je potřeba posoudit kombinaci momentu, osové síly a smyku:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 2 \cdot 47 \text{ kN} = 94 \text{ kN}$$

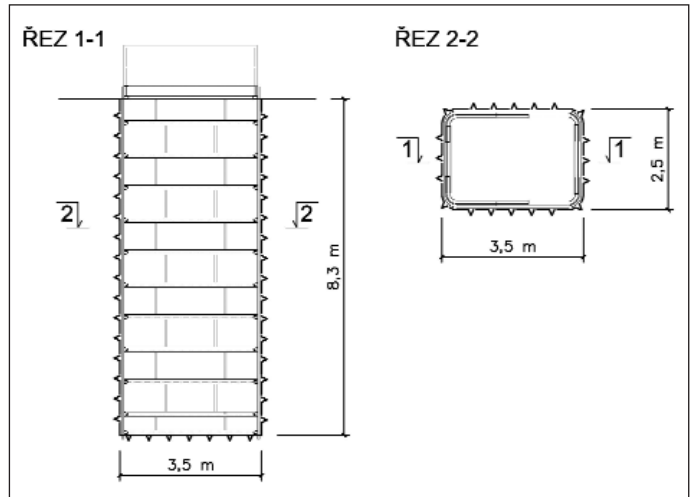
Vyhovuje, jedná se o malý smyk.

Posouzení spoje

Spojení jednotlivých dílů dužní ocelové výztuže je provedeno třmenovým spojem. Tento spoj je primárně navržen jako poddajný, tzn. že při dosažení určité síly dojde k prokluzu spoje. Únosnost třmenového spoje (tzn. odpor výztuže proti prokluzu) je dána především utahovacím momentem a mechanickými vlastnostmi spojovacího materiálu, tzn. třmene, spojky a matic. Pro výše uvedený třmenový spoj je nejnižší průměrná hodnota odporu výztuže proti prokluzu 150 kN, normálová síla v místě spoje je 42,28 kN, spoj tedy bezpečně vyhoví.

Výpočet průhybu

Přetvoření konstrukce je stanoveno nelineárním výpočtem pro zatížení snížené součinitelem zatížení $\gamma_f = 1,5$. Zatížení po obvodu rámu má tedy charakteristickou hodnotu $p_{Ek} = 26,7 \text{ kN/m}$, maximální posun pro charakteristickou kombinaci je 12 mm, což odpovídá zhruba L/266.



Obr. 4 Geometrie šachty
Fig. 4 Shaft geometry

The shear loading capacity shall be determined according to paragraph 6.2.6 of the Standard

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = \text{yokc } 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47 \text{ kN}$$

In addition it is necessary to assess the combination of moment, axial force and shear:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 2 \cdot 47 \text{ kN} = 94 \text{ kN}$$

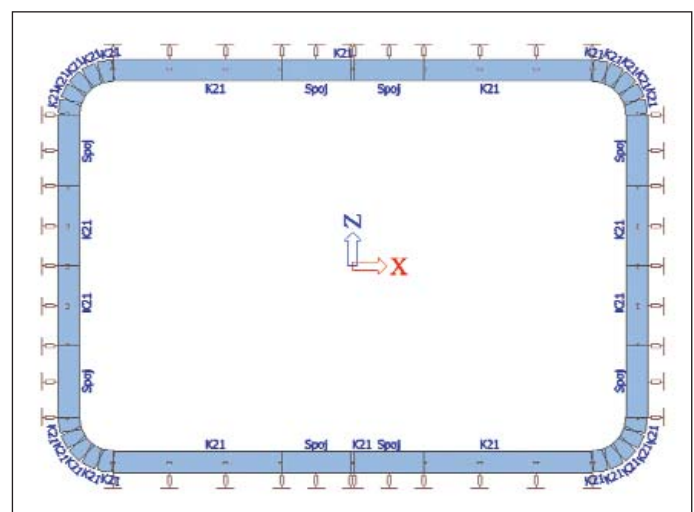
It is satisfactory, the shear is small.

Joint assessment

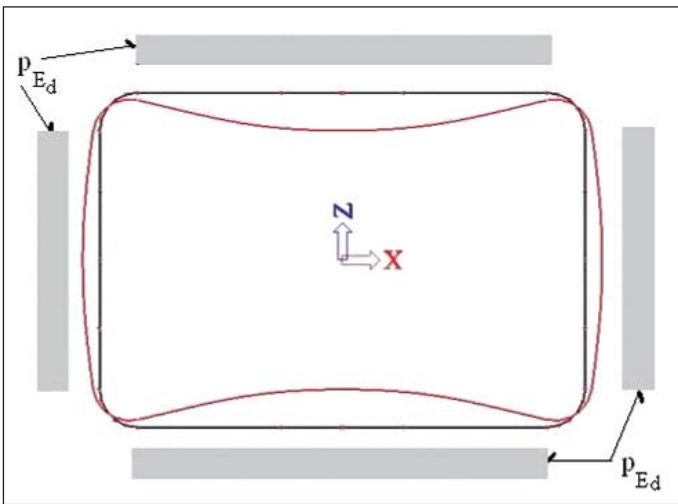
The connection of individual elements of the colliery steel reinforcement is carried out by a joint. This joint is primarily designed as a yieldable joint, which means that the joint yields when a certain force is reached. The loading capacity of the sliding joint (i.e. resistance of the joint to yielding) is given first of all by the tightening torque moment and mechanical properties of the joining material, i.e. the yoke, the interconnecting piece and nuts. The lowest average value of the reinforcement resistance to yielding is 150 kN, the normal force at the point of the joint is 42,28 kN; the joint is therefore safely compliant.

Deflection calculation

The deformation of the structure is determined by a nonlinear calculation for loading reduced by the load coefficient $\gamma_f = 1,5$. The loading around the frame circumference has therefore the characteristic value $p_{Ek} = 26,7 \text{ kN/m}$, the maxi-



Obr. 5 Prutový numerický model
Fig. 5 Numerical beam-based model



Obr. 6 První tvar stabilního vybočení rámu
Fig. 6 First shape of stability deviation of the frame

Druhý způsob – přímé řešení II. řádem

Zásadním rozdílem oproti výše uvedenému způsobu posouzení je zahrnutí imperfekcí přímo do výpočetního modelu. Pokud se zavedou globální (naklonění soustavy) i lokální (prohnutí prutů) imperfekce do geometrie konstrukce, posuzují se potom už pouze průřezy, zatímco v předchozím postupu se provádělo posouzení prutů. Postup posouzení tímto způsobem obsahuje tyto základní kroky:

1. Stabilitní výpočet
2. Zavedení celkových imperfekcí
3. Nelineární globální analýza (výpočet vnitřních sil)
4. Posouzení průřezu rámu v mezním stavu únosnosti
5. Posouzení spoje, tzn. odpor výztuže proti prokluzu
6. Posouzení v mezním stavu použitelnosti

Stabilitní výpočet

Stabilitní výpočet se provede na počátečním tvaru rámu. Postup i výsledky jsou tedy stejné jako v předchozím případě.

Zavedení celkových imperfekcí

Norma rozlišuje dva základní typy imperfekcí zaváděných do výpočtu: globální a lokální. Jejich aplikace je poměrně snadná v případech tradičních rámu (naklonění soustavy a prohnutí prutů), pro složitější konstrukce může být jejich zavedení obtížné a navíc nejednoznačné. Norma proto umožňuje použít obecnou alternativu k výše uvedenému postupu. Je možné jako jednu společnou globální a lokální imperfekci uvažovat kritický tvar vybočení konstrukce v pružném stavu reprezentovaný funkcí η_{cr} . Absolutní velikost imperfekce je možné stanovit z výrazu:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr,max}''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI\eta_{cr,max}''} \eta_{cr} , \quad (4)$$

kde

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} , \text{ pro } \quad (5)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \text{ je poměrná štíhlost konstrukce } \quad (6)$$

α je imperfekce pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti, χ je součinitel vzpěrnosti pro příslušnou křivku a průřez,

$\alpha_{ult,k}$ je nejmenší násobek soustavy osových sil N_{Ed} v prutech pro dosažení charakteristické únosnosti v nejvíce namáhaném průřezu (bez vlivu vzpěru), tedy

maximum displacement for the characteristic combination is 12mm, which corresponds approximately to L/266.

The second procedure – direct solution by the 2nd order

The basic difference against the above-mentioned method of assessing is the incorporation of imperfections directly into the calculation model. When global (tilting the system) and local (deflection of beams) imperfections are introduced into the structure, only structures are assessed, whilst the assessment of beams was carried out in the previous procedure. The assessment procedure consists of the following basic steps:

1. Stability calculation
2. Introduction of global imperfections
3. Nonlinear global analysis (calculation of internal forces)
4. Assessment of the frame cross-section in the ultimate limit state
5. Assessment of the joint, i.e. The resistance of the reinforcement to yielding
6. Assessment in the ultimate state of applicability

Stability calculation

The stability calculation is carried out on the initial shape of the frame. The procedure and results are therefore identical with the previous case.

Introduction of global imperfections

The Standard distinguishes two basic types of imperfections introduced into the calculation: global and local ones. Their application is relatively easy in the cases of traditional frames (the system tilting and deflection of beams); their introduction can be difficult and, in addition, unambiguous for more complicated structures. The Standard therefore allows for using a general alternative to the above-mentioned procedure. It is possible to consider the critical shape of structure deflection in elastic state represented by function η_{cr} to be one common global and local imperfection. The absolute magnitude of imperfection can be determined from the expression:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr,max}''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI\eta_{cr,max}''} \eta_{cr} , \quad (4)$$

where

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} , \text{ for } \quad (5)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \text{ je poměrná štíhlost konstrukce } \quad (6)$$

α is imperfection for the respective buckling strength curve, χ is the buckling coefficient for the respective curve and cross-section,

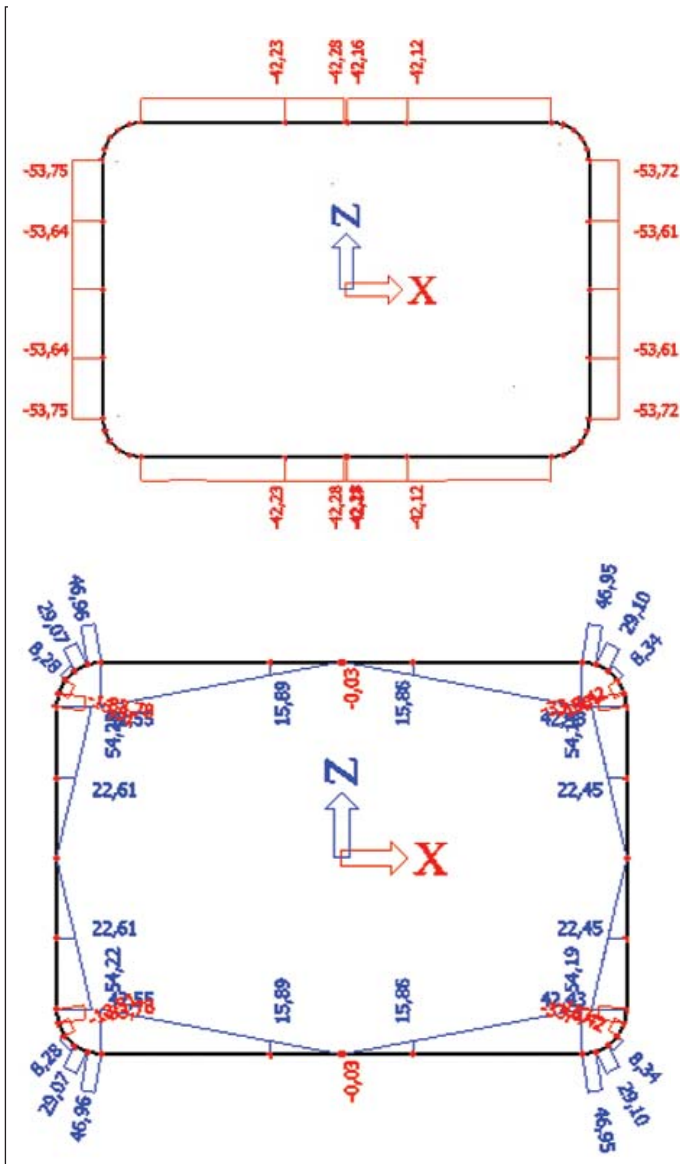
$\alpha_{ult,k}$ is the smallest multiple of the system of axial forces N_{Ed} in beams for achieving the characteristic loading capacity in the most stressed cross-section (without the buckling effect), therefore

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}} , \quad (7)$$

α_{cr} is the lowest multiple of the system of axial forces in beams for achieving the critical buckling at the elastic calculation, therefore

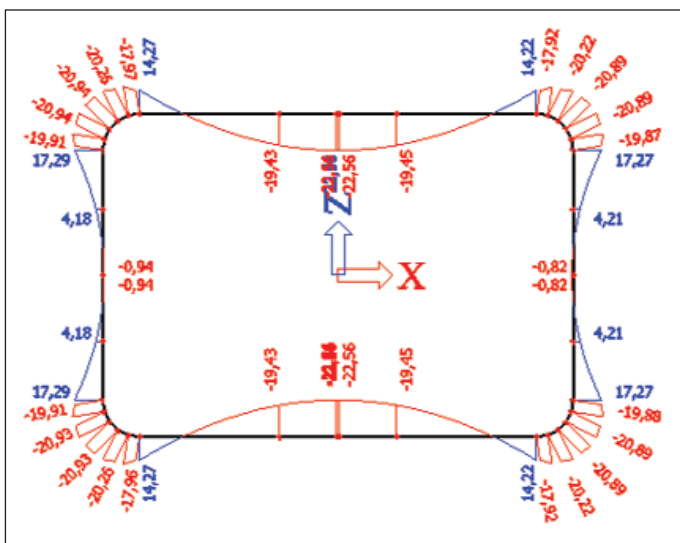
$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \quad (8)$$

Where N_{cr} is the critical force in the critical beam and N_{Ed} is the design value of the normal force at the same place,



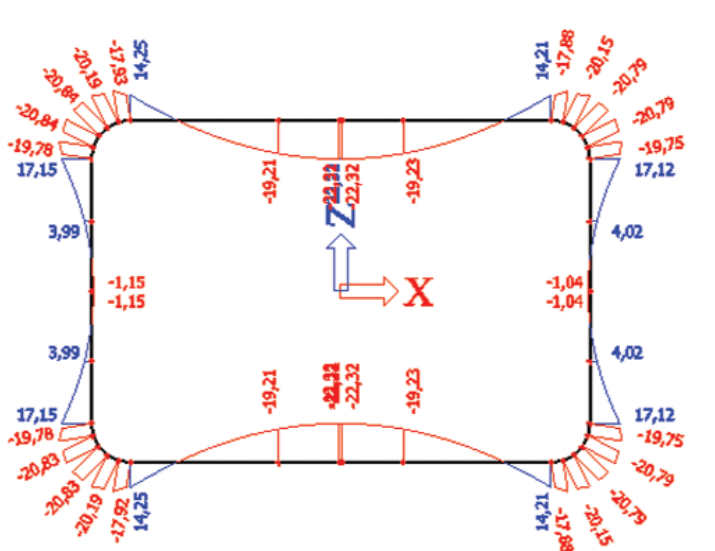
Obr. 7 Nelineární kombinace NCI, konstrukce bez imperfekcí, N_{Ed} (vlevo nahoře), M_{Ed} (vpravo nahoře) a $V_{z,Ed}$ (dole) (Pozn.: Hodnoty normálových sil v obloukových částech rámu nejsou vyznačeny)

Fig. 7 Nonlinear combination NCI, structure without imperfections, N_{Ed} (left top), M_{Ed} (right top) and $V_{z,Ed}$ (bottom) (Note: The values of normal forces in the curved parts of the frame are not indicated)



Obr. 8 GNIA, nelineární kombinace NC2, konstrukce s celkovou imperfekcí, ohybový moment M_{Ed}

Fig. 8 GNIA, nonlinear combination NC2, structure with the overall imperfection, bending moment M_{Ed}



M_{Rk} is the characteristic flexural loading capacity of the critical cross-section, usually $M_{el,Rk}$ or $M_{pl,Rk}$, N_{Rk} is the characteristic load bearing strength of the critical cross-section when an axial force acts, usually $N_{pl,Rk}$.

The multiple in the denominator expresses the bending moment at the critical cross-section caused by imperfection η_{cr} , therefore

$$M_{Ed} = EI\eta_{cr,max} \quad (9)$$

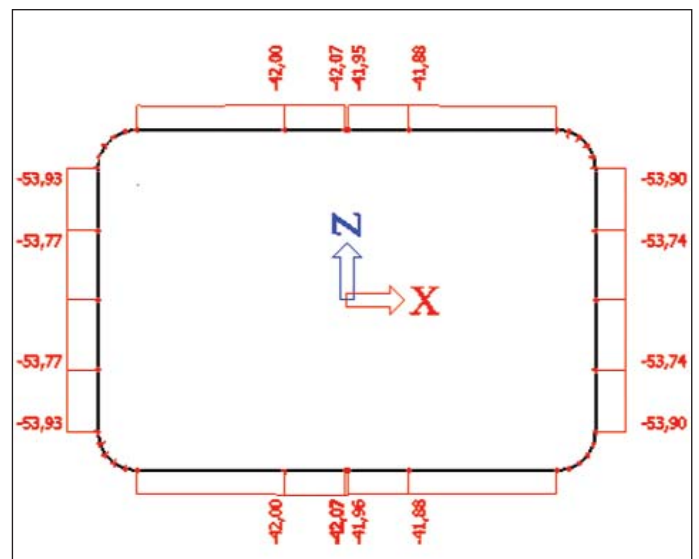
Even this procedure has its limitations. In general, it is not possible to verify with absolute certainty whether the first natural shape represents the most unfavourable variant. Of course, it is possible to examine a larger number of natural shapes, which surely increases the time demands on the structural analysis.

Safely assumed is the lower value of the normal force on the longer side of the frame:

$$N_{Ed} = 42.3 \text{ kN.}$$

Further calculated is

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}} = \frac{779.4}{42.3} = 18.4 \text{ and}$$



Obr. 9 GNIA, nelineární kombinace NC2, konstrukce s celkovou imperfekcí, normálová síla N_{Ed} (Pozn.: Hodnoty normálových sil v obloukových částech rámu nejsou vyznačeny)

Fig. 9 GNIA, nonlinear combination NC2, structure with the overall imperfection, normal force N_{Ed} (Note: The values of normal forces in the curved parts of the frame are not indicated)

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}}, \quad (7)$$

α_{cr} je nejmenší násobek soustavy osových sil N_{Ed} v prutech pro dosažení kritického vybočení při pružném výpočtu, tedy

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \quad (8)$$

kde N_{cr} je kritická síla v rozhodujícím prutu a N_{Ed} je návrhová hodnota normálové síly v témže místě,

M_{Rk} je charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu v ohybu, zpravidla $M_{el,Rk}$ nebo $M_{el,Rk}$, N_{Rk} je charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu při působení osové síly, zpravidla $N_{pl,Rk}$.

Součin ve jmenovateli vyjadřuje ohybový moment v rozhodujícím průřezu vyvolaný imperfekcí η_{cr} , tedy

$$M_{Ed} = EI\eta_{cr,max} \quad (9)$$

I tento postup však má svá omezení. Nelze obecně s absolutní jistotou ověřit, že první vlastní tvar vybočení reprezentuje nejnepříznivější variantu. Je samozřejmě možné vyšetřit větší počet vlastních tvarů, což ovšem výrazně zvyšuje časové nároky na statický výpočet.

Bezpečně je uvažována nižší hodnota normálové síly na delší straně rámu:

$$N_{Ed} = 42,3 \text{ kN}.$$

Dále se vypočítá

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}} = \frac{779,4}{42,3} = 18,4 \text{ a}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{18,4}{40,7}} = 0,67.$$

Této relativní štíhlosti odpovídá pro vzpěrnostní křivku „c“ hodnota $\chi_y = 0,74$. Imperfekce pro křivku „c“ $\alpha = 0,49$. Protože je relativní štíhlost $\bar{\lambda}_y > 0,2$, je možno vyčíslit amplitudu imperfekce

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} =$$

$$= 0,49(0,67 - 0,2) \frac{24\,840\,000}{779\,400} \cdot 1 = 7,4 \text{ mm}$$

Nelineární globální analýza imperfektní konstrukce (GNIA)

Zatížení bylo totožné jako v předchozím případě u NC1. Použitý software (SCIA Engineer 15) umožňuje zadat zatížení na konstrukci, na níž je aplikováno počáteční zakřivení konstrukce: zvolí se konkrétní stabilitní tvar a amplituda imperfekce. Následně byl proveden nelineární výpočet Modifikovanou Newton-Raphsonovou metodou, stejně jako v předchozím případě. Výsledky vnitřních sil (NC2) jsou na obr. 8–10.

Posouzení průřezu v mezním stavu únosnosti

Posouzení průřezu na kombinaci momentu a normálové síly se provede podle odstavce 6.2.9 normy. Základní vztah má tvar

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (10)$$

kde $M_{N,Rd}$ je návrhový plastický moment únosnosti redukovaný v důsledku působení osové síly N_{Ed} .

Hodnotu redukovaného momentu únosnosti lze vyčíslit následovně

$$M_{N,Rd} - M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^2\right) - 24,84 \left(1 - \left(\frac{42,1}{779,4}\right)^2\right) - 24,76 \text{ kNm} > 22,6 \text{ kNm}$$

průřez vyhovuje.

Únosnost průřezu ve smyku se provede obdobně jako v předchozím případě

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{18,4}{40,7}} = 0,67.$$

Value $\chi_y = 0,74$ corresponds to this relative slenderness for buckling curve “c”. The imperfection for curve “c” $\alpha = 0,49$. Because the relative slenderness is $\bar{\lambda}_y > 0,2$, it is possible to enumerate the imperfection amplitude

$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \cdot \bar{\lambda}^2} =$$

$$= 0,49(0,67 - 0,2) \frac{24\,840\,000}{779\,400} \cdot 1 = 7,4 \text{ mm}$$

Nonlinear global analysis of an imperfect structure (GNIA)

The load was identical with that used in the previous case at NC1. The software used (SCIA Engineer 15) allows for introducing load on a structure to which the initial curvature of the structure is applied: the concrete stability shape and amplitude of the imperfection is chosen. Subsequently the nonlinear calculation using the Modified Newton-Raphson Method was carried out, identically with the preceding case. The results of internal forces (NC2) are in Figures 8-10.

Assessment of the cross-section in the ultimate limit state

The assessment of the cross-section for the combination of a moment and a normal force is carried out according to paragraph 6.2 of the Standard. The basic relationship has the following form:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}, \quad (10)$$

where $M_{N,Rd}$ is the design plastic loading capacity moment reduced as a result of the action of normal force N_{Ed} .

The value of the reduced loading capacity moment can be enumerated as follows:

$$M_{N,Rd} - M_{pl,Rd} \left(1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^2\right) - 24,84 \left(1 - \left(\frac{42,1}{779,4}\right)^2\right) - 24,76 \text{ kNm} > 22,6 \text{ kNm}$$

The cross-section is satisfactory.

The shear capacity of the cross-section is carried out similarly to the preceding case

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47,3 \text{ kN}$$

The cross-section is satisfactory. In addition, it is necessary to assess the combination of the moment, axial force and shear:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 2 \cdot 47,3 \text{ kN} = 94,6 \text{ kN}$$

It is satisfactory, the shear is small and the flexural loading capacity does not need to be reduced.

The calculation of deflection using the second procedure will not be carried out here.

Assessment of the joint

The interconnection of individual components of the colliery steel reinforcement is carried out by means of a sliding joint. This joint is primarily designed as a yielding structure, which means that when a certain force is reached, the joint yields. The load-carrying capacity of the sliding joint (i.e. the resistance of the reinforcement to yielding) is given first of all by the tightening torque moment and mechanical properties of the joining material, i.e. the yoke, interconnecting piece and nuts. For the above-mentioned sliding joint, the lowest average value of the resistance of reinforcement to yielding is 150kN, normal force at the joint place is 42.07kN; the joint will therefore be satisfactory.

Calculation of deflection

The deformation of the structure is determined by a nonlinear analysis for loading reduced by the loading coefficient $\gamma_f = 1,5$. The loading around the frame circumference has therefore

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = 1499 \cdot \frac{295}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 255,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 47,3 \text{ kN}$$

Ještě je potřeba posoudit kombinaci momentu, osově síly a smyku:

$$V_{pl,Rd} = 255,3 \text{ kN} > 2V_{Ed} = 2 \cdot 47,3 \text{ kN} = 95 \text{ kN}$$

Vyhovuje, jedná se o malý smyk, ohybovou únosnost není potřeba redukovat.

Výpočet průhybu druhým postupem zde nebude proveden.

Posouzení spoje

Spojení jednotlivých dílů důlní ocelové výztuže je provedeno třmenovým spojem. Tento spoj je primárně navržen jako poddajný, tzn. že při dosažení určité síly dojde k prokluzu spoje. Únosnost třmenového spoje (tzn. odpor výztuže proti prokluzu) je dána především utahovacím momentem a mechanickými vlastnostmi spojovacího materiálu, tzn. třmene, spojky a matic. Pro výše uvedený třmenový spoj je nejnižší průměrná hodnota odporu výztuže proti prokluzu 150 kN, normálová síla v místě spoje je 42,07 kN, spoj tedy bezpečně vyhoví.

Výpočet průhybu

Přetvoření konstrukce je stanoveno nelineárním výpočtem pro zatížení snížené součinitelem zatížení $\gamma_f = 1,5$. Zatížení po obvodu rámu má tedy charakteristickou hodnotu $p_{Ek} = 26,7 \text{ kN/m}$, maximální posun pro charakteristickou kombinaci je 12 mm což odpovídá zhruba $L/266$.

ZÁVĚR

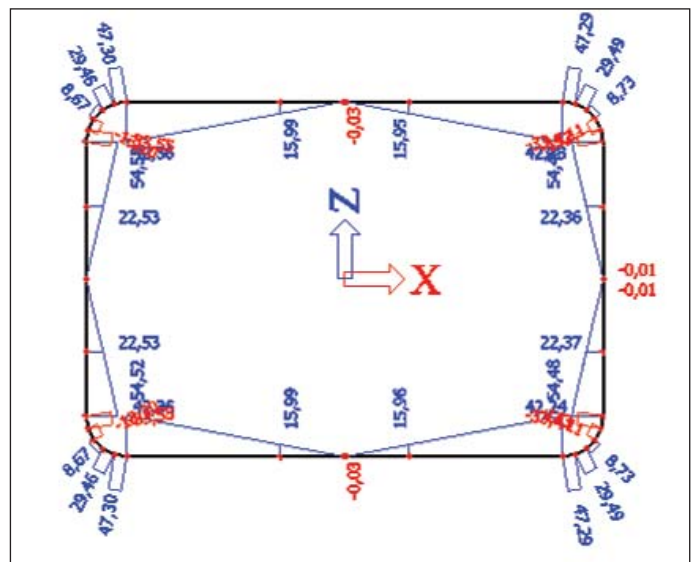
Norma ČSN EN 1993-1-1, která platí pro návrh ocelových konstrukcí pozemních staveb, umožňuje výhodně využít nové možnosti návrhu pomocí inženýrských softwarů. Článek prezentuje příklad posouzení výztužného rámu šachty dvěma způsoby. Prvním je analýza počátečního tvaru rámu s využitím stabilního výpočtu pro stanovení celkové štíhlosti s posouzením rozhodujícího prutu, druhým způsobem je nelineární analýza imperfektní konstrukce a následné posouzení rozhodujícího průřezu. Autoři zde oproti svému předchozímu článku [2] využili plastické rezervy průřezu

Poděkování

Článek vznikl v souvislosti s řešením úloh začleněných do projektu SGS15/137/OHK1/2T/11.

doc. Dr. Ing. JAKUB DOLEJŠ,
Ing. MICHAL SEDLÁČEK, Ph.D. Ko-Ka s.r.o.

Recenzovali: doc. Ing. Petr Janas, CSc.,
doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.



Obr. 10 GNIA, nelineární kombinace NC2, konstrukce s celkovou imperfekcí, posouvající síla V_{Ed}

Fig. 10 GNIA, nonlinear combination NC2, structure with the overall imperfection, shear force V_{Ed}

a characteristic value $p_{Ek} = 26.7 \text{ kN/m}$, the maximum displacement for the characteristic combination is 12 mm, which approximately corresponds to $L/266$.

CONCLUSION

The CSN EN 1993-1-1 standard, which is applicable to the design of steel structures of building structures, allows for using new designing options by means of engineering software. The paper presents, for example, the assessment of the reinforcing frame by two methods. The first one is the analysis of the frame in the initial shape using a stability calculation for the determination of the overall slenderness with the assessment of the critical beam; the other method is the nonlinear analysis of an imperfect structure and subsequent assessment of the critical cross-section. The authors used, in contrast with their previous paper [2], the plastic reserve of the cross-section.

Acknowledgements

The paper originated in the context of the solution to problems incorporated into the SGS 15/137/OHK1/2T/11.

doc. Dr. Ing. JAKUB DOLEJŠ,
Ing. MICHAL SEDLÁČEK, Ph.D., Ko-Ka s. r. o.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] ČSN EN 1993-1-1 – Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI 2006, vč. Změny NA ed. A, ČNI 2007, Opravy Opr. 1, ÚNMZ 2010, Změny Z1, ÚNMZ, 2010
- [2] DOLEJŠ, J., SEDLÁČEK, M. Posouzení důlní ocelové výztuže podle ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3. Tunel, 3/2011, ISSN 1211-0728
- [3] JANAS, P. Ocelová oblouková výztuž v dlouhých důlních dílech, současné možnosti jejího posuzování a dimenzování. Sborník příspěvků 2. Tradiční mezinárodní geomechanické a geofyzikální kolokvikum. Ostravice: 2008, ISBN 978-80-86407-36-4, str.79-78
- [4] MARKOPOULOS, A., JANAS, P., PODEŠVA, J. Náhradní ohybová tuhost profilu TH-29. In New Trends in Statics and Dynamics of Building 2010. Sborník příspěvků. Bratislava: 2010, s. 101-102. ISBN 978-80-227-3373-1. (Alternative flexural rigidity of TH-29 section)
- [5] JANAS, P., KOLOŠ, I., FOJTÍK, R. Classification of Steel Mine Support Sections as per EC3 Classification. Advanced Materials Research, vol. 969 (2014), pp 63-66
- [6] ČSN 44 2601 Důlní ocelové výztuže – společná ustanovení
- [7] Katalog důlní ocelové výztuže – Mittal Steel Ostrava a. s.
- [8] Katalog důlní ocelové výztuže – KABEDEX s. r. o.
- [9] ČSN 41 1500 – Ocel 11 500